

VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos

Heft 17

UNTERSUCHUNGEN ZU NEUARTIGEN UND GÄNGIGEN
METHODEN DER BAUGRUNDERTÜCHTIGUNG

von

Andreas Becker

KAISERSLAUTERN 2017

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern

zur
Erlangung der venia legendi für das Fach
Angewandte Bodenmechanik
angenommene

HABILITATIONSSCHRIFT

D 386

Vollzug des Habilitationsverfahrens 31. Mai 2017

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos
 Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

Autor dieses Heftes ist
Dr.-Ing. habil. Andreas Becker
Privatdozent am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Universität Kaiserslautern

Vorwort des Herausgebers

Die zunehmende Bebauung von weniger tragfähigen Böden bzw. von Standorten, die nicht wegen ihrer Tragfähigkeit, sondern aus städtebaulichen Aspekten ausgewählt werden, führte in den letzten zwei Jahrzehnten zu einer regelrechten Explosion von neuen Maßnahmen zur Baugrundertüchtigung. Das entsprechende technologische Knowhow liegt bei den Spezialtiefbauunternehmen, die international tätig sind. Obwohl die Grundlagen dieser Verfahren bekannt sind, erfordert die große Variabilität der Baugrundverhältnisse spezielle Anpassungen sowie Untersuchungen, die oft in Forschungslaboratorien wissenschaftlich begleitet werden. Dadurch hat das Wissensgebiet in den letzten Jahren einen enormen Aufschwung erfahren; viele der gestellten Aufgaben sind besonders anspruchsvoll und erfordern Einblick in die Mechanik bzw. in die Physik und Chemie des Bodens als Werkstoff.

Wegen der großen Vielfalt der Baugrundverbesserungsverfahren und den rasanten Entwicklungen auf dem Gebiet ist eine Zusammenstellung und Beurteilung der Wirkungsweise und der erzielbaren Ergebnisse von großer Bedeutung für die Fachwelt. Während traditionelle Methoden bereits auf umfangreiche Regelwerke zurückgreifen können, stehen bei neuartigen Methoden die Ergebnisse und Anwendungsbereiche zumeist lediglich in Form separater Fachbeiträge zur Verfügung.

Die vorliegende Habilitationsschrift fasst zunächst traditionelle Verfahren zusammen und hebt noch bestehende Wissenslücken hervor. Die restlichen Kapitel befassen sich mit neuartigen Methoden: Mechanisches Verhalten von Tonbeton, Epoxydharze zur Verstärkung von Geomaterialien, Verwendung von Recyclingprodukten als Zugabestoff sowie Einsatz von Enzymen bei Sanden. Die gewonnenen Erkenntnisse basieren hauptsächlich auf eigenen Untersuchungen des Autors.

Thematik und Inhalt der Arbeit kombinieren theoretische bodenmechanische Aspekte, experimentelle Methoden und ausführungstechnische Grundbaufragen. Die Arbeit wird ein wertvolles Referenzwerk für Forscher und Anwender aus der geotechnischen Praxis sein.

Christos Vrettos

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern. Die Arbeit behandelt neuartige und gängige Methoden der Baugruntüchtigung durch die gezielte Beimischung unterschiedlicher Hilfsstoffe in Böden. Ausgehend von einer bereits etablierten Methode der Baugrundverbesserung, hydraulische Bindemittel als Zugabe, liegt der Schwerpunkt auf der Verwendung von Stoffen, die bislang in der baupraktischen Anwendung noch wenig bzw. keine Beachtung fanden. Die Palette solcher Bauhilfsstoffe kann ein breites Spektrum an unterschiedlichen Materialien abdecken. Betrachtet werden zunächst Epoxidharze, die in jüngster Zeit im Konstruktiven Ingenieurbau vermehrt eingesetzt werden. Mit Recyclinggummi schließt sich ein Material an, welches insbesondere unter dem Gesichtspunkt, recyclingfähige Stoffe zu verwenden, betrachtet wird. Die Verwendung von Enzymen zur gezielten Baugrundmodifizierung stellt eine zukunftssträchtige Methode vor.

Meinen besonderen Dank möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos aussprechen, der mir den nötigen Rahmen zur Durchführung der Arbeit geboten und mich mit wertvollen Anregungen stets unterstützt und ermutigt hat. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler danke ich für die Übernahme des Korreferats und für das Interesse, das er meiner Arbeit entgegenbrachte. Ferner gebührt den Mitgliedern der Habilitationskommission, dem Vorsitzenden Herrn Prof. Dr.-Ing. T. G. Schmitt und den weiteren Mitgliedern Prof. Dr.-Ing. W. Kurz und Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar, Dank für die Abwicklung des Verfahrens.

Nicht unerwähnt bleiben darf die Unterstützung am Fachgebiet durch Herrn Dipl.-Ing. K. Merz, Frau Dipl.-Ing. E. Seibel, Herrn O. Gerhardt, Herrn M. Bretträger sowie durch Herrn R. Günther von Seiten des Labors. Für die kritische Durchsicht der Arbeit in fachlicher und redaktioneller Hinsicht danke ich Frau Dr.-Ing. V. Schwarz. Mit großer Sorgfalt und oftmals kurzfristig übernahm Frau Dr. rer. pol. A. Jörg die Korrekturlesung.

Die Arbeit widme ich in Liebe und Dankbarkeit meinen Eltern.

Andreas Becker

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|--|-----------|
| Einführung..... | 1 |
| 1 Einmischen von Zugabestoffen..... | 4 |
| 1.1 Einleitung..... | 4 |
| 1.2 Natürliche Zuschlagsstoffe | 6 |
| 1.3 Zement als Bindemittel..... | 8 |
| 1.3.1 Bodenarten und Zement | 8 |
| 1.3.2 Eigenschaften von Boden-Zement-Mischungen | 13 |
| 1.4 Kalk als Bindemittel | 20 |
| 1.4.1 Bodenarten und Kalk..... | 20 |
| 1.4.2 Branntkalk | 22 |
| 1.4.3 Löschkalk | 24 |
| 1.4.4 Eigenschaften von Boden-Kalk-Mischungen..... | 25 |
| 1.5 Mischbindemittel | 30 |
| 1.6 Sulfatreaktionen beim Einsatz von hydraulischen Bindemitteln ... | 34 |
| 1.7 Zusammenfassung | 37 |
| 2 Tonbeton..... | 38 |
| 2.1 Einleitung..... | 38 |
| 2.2 Eigenschaften von Tonbeton | 41 |
| 2.2.1 Eigenschaften der Bentonit-Zement-Suspension und des Frischbetons | 42 |
| 2.2.2 Rheologie..... | 43 |
| 2.2.3 Eigenschaften des erhärteten Tonbetons | 50 |
| 2.3 Zusammenfassung | 67 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 3 | Epoxidharze..... | 68 |
| 3.1 | Einleitung..... | 68 |
| 3.2 | Eigenschaften von Epoxidharzen | 70 |
| 3.3 | Mischungen aus Lockergesteinsböden und Epoxidharzen..... | 75 |
| 3.4 | Anwendung von Epoxidharzen im Festgestein | 89 |
| 3.4.1 | Eigenschaften unvergüteter Felsproben | 90 |
| 3.4.2 | Eigenschaften vergüteter Proben..... | 93 |
| 3.5 | Zusammenfassung | 105 |
| 4 | Recyclinggummi..... | 106 |
| 4.1 | Recyclingprozess, Eigenschaften Gummi | 107 |
| 4.1.1 | Verwertungsformen von Altreifen | 108 |
| 4.1.2 | Wichte..... | 109 |
| 4.1.3 | Verdichtungseigenschaften | 110 |
| 4.1.4 | Porenzahl | 111 |
| 4.1.5 | Permeabilität..... | 112 |
| 4.1.6 | Wärmeleitfähigkeit..... | 114 |
| 4.1.7 | Kompressibilität, elastische Kenngrößen | 115 |
| 4.1.8 | Scherfestigkeit | 117 |
| 4.1.9 | Umweltverträglichkeit..... | 121 |
| 4.2 | Eigenschaften von Boden-Gummi-Mischungen | 122 |
| 4.2.1 | Bearbeitbarkeit | 122 |
| 4.2.2 | Verdichtungsverhalten..... | 124 |
| 4.2.3 | Verformbarkeit, Tragfähigkeit | 127 |
| 4.2.4 | Scherfestigkeit | 132 |
| 4.2.5 | Biegezugfestigkeit | 134 |
| 4.2.6 | Quellverhalten | 135 |

| | |
|--|------------|
| 4.2.7 Austrocknungsverhalten..... | 138 |
| 4.3 Zusammenfassung | 139 |
| 5 Enzyme..... | 141 |
| 5.1 Wirkungsweise und Mechanismen..... | 142 |
| 5.1.1 Boden-Elektrolyt-System | 143 |
| 5.1.2 Kolloidale Aktivität und osmotischer Druckgradient | 144 |
| 5.1.3 Wirkungsweise | 145 |
| 5.1.4 Eigenschaften von Enzymen | 145 |
| 5.2 Boden-Enzym-Mischungen..... | 150 |
| 5.2.1 Indexversuche an enzymvergüteten Böden..... | 150 |
| 5.2.2 Festigkeitsuntersuchungen an enzymvergüteten Böden | 155 |
| 5.2.3 Quelleigenschaften enzymvergüteter Böden..... | 166 |
| 5.2.4 Steifigkeitsverhalten enzymvergüteter Böden | 169 |
| 5.2.5 Dauerhaftigkeit enzymvergüteter Böden | 175 |
| 5.3 Zusammenfassung | 177 |
| 6 Zusammenfassung und Ausblick | 178 |
| 7 Literatur | 181 |

Einführung

Die Arbeit behandelt neuartige und gängige Methoden der Baugründertüchtigung. Die Notwendigkeit einer Baugründertüchtigung ergibt sich, wenn der anstehende Baugrund nicht in der Lage ist, den beabsichtigten Einwirkungen einen ausreichenden Widerstand entgegenzusetzen. Hierbei kann es sich um Einwirkungen einer geplanten Baumaßnahme handeln, wobei diese Lasten statischer oder auch dynamischer Natur sein können. Auch wenn es sich um Hilfsmaßnahmen handelt, beispielsweise an Baustraßen, so müssen diese während der geplanten Bauzeit ihre Funktion sicher erfüllen. Als weiteres Beispiel sei die Verarbeitbarkeit eines Bodens genannt, wenn dieser als Baustoff bei der Errichtung eines Dammbauwerkes verwendet wird. Letztendlich unterliegen Erdbauwerke nicht nur mechanischen Belastungen, sondern können auch durch Erosionsvorgänge einer Beanspruchung ausgesetzt sein. Wird der Baustoff Boden diesen Anforderungen nicht in ausreichendem Maße gerecht, so muss er entweder gegen ein geeignetes Material ausgetauscht werden oder es werden beispielsweise aufwändige Ergänzungsmaßnahmen erforderlich.

Um diese Maßnahmen zu umgehen, bieten sich in geeigneten Situationen die Ertüchtigung der vorgefundenen Böden an. Hierbei handelt es sich nicht nur um eine ressourcenschonende Vorgehensweise, oftmals ist diese Vorgehensweise auch die wirtschaftlichere. Der anstehende Boden muss nicht verfrachtet, möglicherweise deponiert und ein neues Material beigefahren werden. Die in situ Bearbeitung erfordert lediglich die Beistellung entsprechender Bauhilfsstoffe zur Ertüchtigung.

Welche Art an Bauhilfsstoffen zum Einsatz kommt, richtet sich vorrangig nach den vorgefundenen Bodenverhältnissen. Als traditionelles und längst etabliertes Verfahren hat sich die Beimischung geeigneter Bindemittel hervorgetan. Zu nennen sind hier die beiden hydraulischen Bindemittel Kalk und Zement. Für die Anwendung dieser Stoffe existieren Regelwerke, die Prüfungs- und Kontrollmethoden vor und während des Einbaus solcher Boden-Bindemittel-Mischungen beschreiben.

Trotz des seit langer Zeit bewährten Einsatzes, ist auch bei den beiden genannten Bauhilfsstoffen zu berücksichtigen, dass es sich letztendlich um Rohstoffe handelt, obwohl auch hier insbesondere bei den Kompositzementen

bereits ein erhebliches Recyclingpotential genutzt wird. Jedoch fällt ins Gewicht, dass bei der Herstellung der Produkte klimaschädliches Kohlendioxid freigesetzt wird. Unter diesen Gesichtspunkten stellt die Verwendung von Industrieabfällen, die in gleichbleibender Güte anfallen, eine interessante Alternative dar. Neben diesen sogenannten *by-products* können auch recyclingfähige Materialien verwendet werden, sofern deren Eignung nachgewiesen werden kann. Eine gewisse Hürde bei der Verwendung der letztgenannten Alternativen stellen umweltrechtliche Fragestellungen dar. Zum einen handelt es sich um Abfälle und damit um Produkte, die rechtlich einer gänzlich anderen Würdigung und Bewertung unterliegen. Zum anderen müssen entsprechende Wechselwirkungen zwischen den Stoffen und der umgebenden Biosphäre berücksichtigt und bewertet werden.

In der vorliegenden Habilitationsarbeit werden im ersten Kapitel zunächst als Ausgangspunkt die wesentlichen Merkmale und Eigenschaften beim Einsatz traditioneller Kalk- und Zementbeimischungen untersucht. Das Kapitel 2 schließt an mit Betrachtungen zu dem Baustoff Tonbeton. Hierbei handelt es sich um einen ebenfalls schon lange Zeit bekannten Baustoff, der zwar aufgrund seines eng begrenzten Anwendungsspektrums nur wenig verbreitet ist. Aufgrund seiner Ähnlichkeit zu aktuellen Baustoffen, den zeitweise fließfähigen, selbstverdichtenden Verfüllbaustoffen, gewinnt das Produkt jedoch an Bedeutung. Dies gilt umso mehr, als Prüf- und Kontrollmethoden aufgrund des ähnlichen rheologischen Verhaltens im frühen Zustand derzeit nur ansatzweise vorliegen.

Die Kapitel 3 bis 5 umfassen neuartige Methoden der Bodenertüchtigung. Zu allen Verfahren liegen bereits Erfahrungen aus mehr als zwei Jahrzehnten vor. Diese Erfahrung beruht jedoch vorrangig auf exemplarischen Laborstudien.

Zu nennen sind hier zunächst die Epoxidharze in Kapitel 3. Epoxide werden im Konstruktiven Ingenieurbau vermehrt eingesetzt. Auch in der Geotechnik finden sich neben Laboruntersuchungen bereits praktische Anwendungsfälle, die eine wirksame Ertüchtigung von Festgestein dokumentiert. Eigene Untersuchungen bestätigen die Wirksamkeit dieser Methode.

Mit den Untersuchungen zu Boden-Gummi-Mischungen in Kapitel 4 werden Recyclingprodukte in die Ertüchtigungsmethoden mit einbezogen.

Recyclinggummi steht in den unterschiedlichsten Formen zur Verfügung. Je nach Aufwand werden entweder komplette Reifen verbaut, zu Paketen verschnürt oder als Schreddergut in unterschiedlichen Siebfraktionen bis hin zu Pulver verbaut. Dementsprechend vielfältig ist auch das Anwendungsspektrum. Während insbesondere in den USA und einigen europäischen Ländern dieser „Baustoff“ bereits eine gewisse Akzeptanz besitzt, führen in Deutschland rechtliche und umwelttechnische Belange dazu, dass dieses Produkt derzeit nicht vermehrt eingesetzt wird.

In dem letzten Kapitel 5 wird als Ertüchtigungsmethode die Verwendung von Enzymen vorgestellt. Die Untersuchungen belegen, dass dieses biologische Verfahren für bestimmte Anwendungen durchaus seine Berechtigung hat und auch konkurrenzfähig zu bestehenden Methoden auftreten kann.

1 Einmischen von Zugabestoffen

Durch das Einmischen von Zugabestoffen in einen vorhandenen Baugrund entsteht ein modifizierter Boden, dessen technische Eigenschaften gegenüber denen des Ausgangsbodens nennenswert verbessert werden. Ein wesentlicher Vorteil bei dieser Art der Baugrundverbesserung ist die Tatsache, dass der anstehende Baugrund ressourcenschonend verwendet werden kann und Böden, die zunächst unzureichende technische Eigenschaften für eine geplante Maßnahme aufweisen, nicht abtransportiert oder deponiert werden müssen. Der Einsatz modifizierter Böden führt zu orts- und projektspezifischen, an die jeweilige Bauaufgabe angepassten Lösungen.

1.1 Einleitung

Neben einer Festigkeitserhöhung des Baugrundes lässt sich durch die Zugabe geeigneter Materialien das Spannungs-Verformungsverhalten des Baugrundes und damit die Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk beeinflussen. Die Entwicklung einer hohen Festigkeit und Steifigkeit wird beispielsweise durch eine Reduzierung des Porenraums oder auch durch das Verkleben bzw. Verkitten einzelner Kornstrukturen erreicht. Neben statischen Einwirkungen spielt dies insbesondere auch bei dynamischen Beanspruchungen eine Rolle. Die gezielte Veränderung der Bodensteifigkeit führt zu geänderten Dämpfungseigenschaften (Materialdämpfung) oder auch zu einem duktileren Verhalten eines Bodens. Durch eine Modifizierung der Porenraumverteilung und der Porengrößen eines Bodens kommt es zu einer veränderten Permeabilität (Gas- und Wasserdurchlässigkeit). Als weitere Beispiele seien die Verbesserung der Erosionsstabilität oder auch der Volumenstabilität bei expansiven Böden genannt.

Als praktische und wirtschaftliche Lösungen zur Stabilisierung von Böden haben sich folgende zwei Methoden etabliert:

- (1) Die sog. *granulare Stabilisierung* als eine Kombination von physikalischen und chemischen Stabilisierungsverfahren, bei denen das Korngerüst eines anstehenden Bodens mit porenraumfüllendem und/oder zementierendem Material verändert wird. Durch Hinzufügen, das Entfernen bestimmter Bodenkorngrößen oder die Zugabe von geeigneten

Fremdmaterialien, welche physikalisch die Bodenteilchen miteinander verknüpfen, ohne irgendwelche chemischen Reaktionen oder Änderungen der mineralogischen Struktur zu bewirken, kann eine angestrebte Verbesserung der modifizierten Bodeneigenschaften erfolgen. Umgekehrt können chemische Reaktionen durch die Beimischung von Materialien bewirkt werden, und bewusst Reaktionen auslösen, die letztendlich zu Veränderungen in der mineralogischen Struktur des Bodens führen. Aufgrund solcher Veränderungen erfolgt zumeist auch eine grundlegende Änderung der Bodenklassifizierung.

- (2) Die *chemische Stabilisierung* als eine Zusammenfassung all der Verfahren, bei denen chemische und nicht physikalische Wechselwirkungen eine vorherrschende Rolle spielen. Sie deckt Methoden ab, in denen eine oder mehrere chemische Verbindungen dem Boden zur Behandlung zugesetzt werden. Eine Reihe chemischer Reaktionen, die durch einige einfache chemische Gleichungen beschrieben werden können, finden zwischen den Bodenbestandteilen und den Zugabematerialien statt. Als grundlegende Reaktionen, die zwischen dem Boden und solchen Zugaben auftreten können, sind Hydratation, Ionenaustausch, puzzolanische Reaktionen (Zementierung), Flockung, Ausfällung, Polymerisation, Oxidation oder auch Karbonatisierung zu nennen.

Als Zugabematerialien steht ein breites Spektrum an Stoffen zur Verfügung. Dieses reicht von natürlichen Böden, wie es typischerweise in Form von grobkörnigem Material bei der Errichtung von Schottersäulen Anwendung findet, bis hin zu Bindemitteln wie Kalk, Zement oder auch Bitumen. Neben diese Zugaben werden zunehmend auch industrielle Nebenprodukte in Form von Schlacken oder Aschen eingesetzt, um die mechanischen oder hydraulischen Eigenschaften eines Bodens zu verändern. Auch können Abfallprodukte, sofern deren Umweltverträglichkeit gegeben ist, zum Einsatz kommen. Neben mineralischen Abfallstoffen, die zumeist beim Rückbau von Gebäuden als Recycling-Baustoffe anfallen, werden zerkleinertes Glas, Kunststoff-Fasern, geschredderte Kunststoffprodukte oder Elastomere und insbesondere Gummiprodukte in Form geschreddeter Altreifen (sog. *tyre chips*) eingesetzt. Chemischen Reagenzien, Salze, Harze oder auch Polymere findet ebenso Verwendung, um Bodeneigenschaften gezielt zu verändern. Neuere Methoden stellen biologische Verfahren durch den Einsatz von Enzymen oder Bakterien dar.

Die Wahl eines geeigneten Zusatzstoffes hängt von mehreren Einflussgrößen ab. So spielen neben der zu modifizierenden Bodenart, der Anwendungszweck, die angestrebten technischen Eigenschaften des geänderten Bodens, sowohl die Verfügbarkeit eines Produkts als auch dessen Kosten und nicht zuletzt die Umweltverträglich eine Rolle. Der Ausgangspunkt bei der Zusammenstellung geeigneter Zuschlagsmittels stellt üblicherweise die Bodenklassifizierung in Form einer Korngrößenverteilung bzw. Plastizität des anstehenden Bodens dar (Carpenter et al, 1992 a, b). Nach Auswahl eines Produktes und eines geeigneten Mischverfahrens werden die geforderten technischen Eigenschaften üblicherweise in kleinmaßstäblichen Laboruntersuchungen als Eignungsuntersuchungen geprüft. Für standardisierte Zugabestoffe wie beispielsweise Kalke und Zemente finden sich Angaben zu solchen Prüfungen in Floss (2011).

1.2 Natürliche Zuschlagsstoffe

Die Scherfestigkeitsparameter eines nichtbindigen Bodens sind in hohem Maße von der Lagerungsdichte des Bodens abhängig. Sowohl die Spannbreite der Lagerungsdichte als auch deren Größt- und Kleinstwert werden nennenswert durch die Korngrößenverteilung beeinflusst. Die maximale Lagerungsdichte eines Bodens wird erreicht, wenn die Verteilung der Partikelgrößen gewährleisten kann, dass kleinste Porenräume zwischen benachbarten Körnern mit Bodenteilchen entsprechenden Korndurchmessers ausgefüllt werden können. Dies führt zu der Überlegung, dass die maximale Lagerungsdichte für einen Boden dann erzielt werden kann, wenn ein ausreichend gut abgestuftes Korngefüge zur Verfügung steht. Verbunden mit einer höheren Lagerungsdichte sind eine höhere Festigkeit, höhere Steifigkeit, geringere Kompressibilität, geringere Permeabilität, sowie erhöhte Dauerhaftigkeit bzw. Erosionsbeständigkeit. Die optimale Korngrößenverteilung eines Bodens, bei dem eine hohe Lagerungsdichte erreicht werden kann, lässt sich durch empirische Beziehungen und Erfahrungsformeln abschätzen. Am bekanntesten ist der *Talbotsche* Zusammenhang (Kézdi, 1973):

$$p = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (1.1).$$

Hierbei sind p der prozentuale Siebdurchgang für den Korndurchmesser d , D die maximale Korngröße und n ein von der Bodenart abhängiger Exponent. Für die meisten Böden kann die dichteste Lagerung erreicht werden, wenn der Wert von n im Bereich zwischen 0,45 und 0,50 liegt und sich die Korngrößenverteilungslinie hiermit approximieren lässt. Ein solcher Boden wird als „gut abgestuft“ bezeichnet, da in diesem Boden ein breiter Bereich an Partikelgrößen vorliegt. Als charakteristische Größen, die den Kurvenverlauf der Körnungslinie beschreiben, dienen die Ungleichförmigkeitszahl C_U und die Krümmungszahl C_C mit folgenden Definitionen und Anforderungen:

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \geq 6 \quad (1.2)$$

$$1 \leq C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \leq 3, \quad (1.3)$$

wobei d_{10} , d_{30} und d_{60} den Korndurchmesser bei 10%, 30% und 60% Massenanteil beschreiben. Im Gegensatz zu gut abgestuften Böden weisen beispielsweise eng abgestufte Sande einen begrenzten Bereich an Korndurchmessern und damit auch ein geringes Verdichtungsvermögen auf.

Die Verbesserung eines vorhandenen Baugrundes kann dadurch erreicht werden, indem dem vorhandenen Boden Fremdmaterial mit geeigneter Körnung beigemischt wird, um die resultierende Korngrößenverteilung letztendlich dem Verlauf nach Gl. (1.1) anzupassen. So können feinkörnige Böden oder auch Böden mit ausgeprägten Fehlkörnungen durch das Einmischen beispielsweise eine höhere Scherfestigkeit oder auch Erosionsstabilität aufweisen.

Diese Vorgehensweise hatte seine Berechtigung in der Vergangenheit beim Bau unversiegelter, einfacher Verkehrswege. Einen ausführlichen Überblick über die Grundlagen bei der Herstellung „geeigneter Bodenmischungen“ findet man beispielsweise bei Kézdi (1973). Vorwiegend aus wirtschaftlichen Gründen kommt dieses Verfahren mittlerweile nur noch wenig zum Einsatz. Allerdings ergibt sich durch die Verwendung von industriellen Abfällen, sogenannter *By-Products*, aktuell ein Anwendungspotential. Zum einen fallen derartige Stoffe (Schlacken, Aschen)

in ausgezeichneten Korngrößenverteilungen mehr oder weniger dauerhaft und kontinuierlich an. Des Weiteren reduziert diese Art der ressourcenschonenden Verwendung die Problematik hinsichtlich einer Ablagerung und Entsorgung derartiger Materialien. Neben natürlichen Böden werden in den letzten Jahren zunehmend auch Recycling-Baustoffe eingesetzt (Aydilek & Wartmann, 2004; Han, 2015; Nicholson, 2015).

1.3 Zement als Bindemittel

Die Zugabe von Zement dient typischerweise dazu, die Druck-, Scher- und Zugfestigkeit oder auch den Elastizitätsmodul eines Bodens zu erhöhen. Des Weiteren verbessert eine Zementzugabe auch den Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel. Insbesondere bei stark bindigen, expansiven Böden bewirkt die Zementbeimischung eine Verminderung des Schwellpotentials. Der Zeitraum, innerhalb dessen diese Entwicklungen abgeschlossen sind, kann sich über Monate hinweg noch fortsetzen.

1.3.1 Bodenarten und Zement

Die Zugabe von geringen Mengen an Zement (bis zu 2%) ändern die Eigenschaften eines Bodens im Allgemeinen nur in geringem Umfang, während größere Zugaben gänzliche Veränderungen in dessen Eigenschaften, beispielsweise hinsichtlich der Tragfähigkeit des Bodens, herbeiführen. In Abhängigkeit der Korngrößenverteilung des anstehenden Bodens lässt sich ein Bereich für den erfolgreichen Einsatz einer Zementzugabe abschätzen, Bild 1.1.

Mit Ausnahme von sehr organischen Böden oder einigen sehr plastischen Tonen kann Zement für jede Bodenart zur Baugrundverbesserung eingesetzt werden. Korngrößen größer als 20 mm können zwar in eine Boden-Zement-Matrix eingebaut werden. Eine Beschränkung auf 20 mm Korndurchmesser wird jedoch praxisüblich bevorzugt, da dies zu einer guten Oberflächenbeschaffenheit nach dem Verdichtungsverfahren führt. In Richtung der feinkörnigen Böden empfiehlt es sich, dass nicht mehr als 50% des anstehenden Bodens kleinere Korndurchmesser als 0,18 mm aufweisen sollten. Körnige Böden werden bevorzugt, da diese zermahlen und einfacher

gemischt werden können als feinkörnige Böden. Dies führt dazu, dass letztendlich weniger Zement eingesetzt werden muss und das Verfahren wirtschaftlicher wird. Böden mit Feinkornanteilen zwischen 5% und 35% führen zu der wirtschaftlichsten Anwendung.

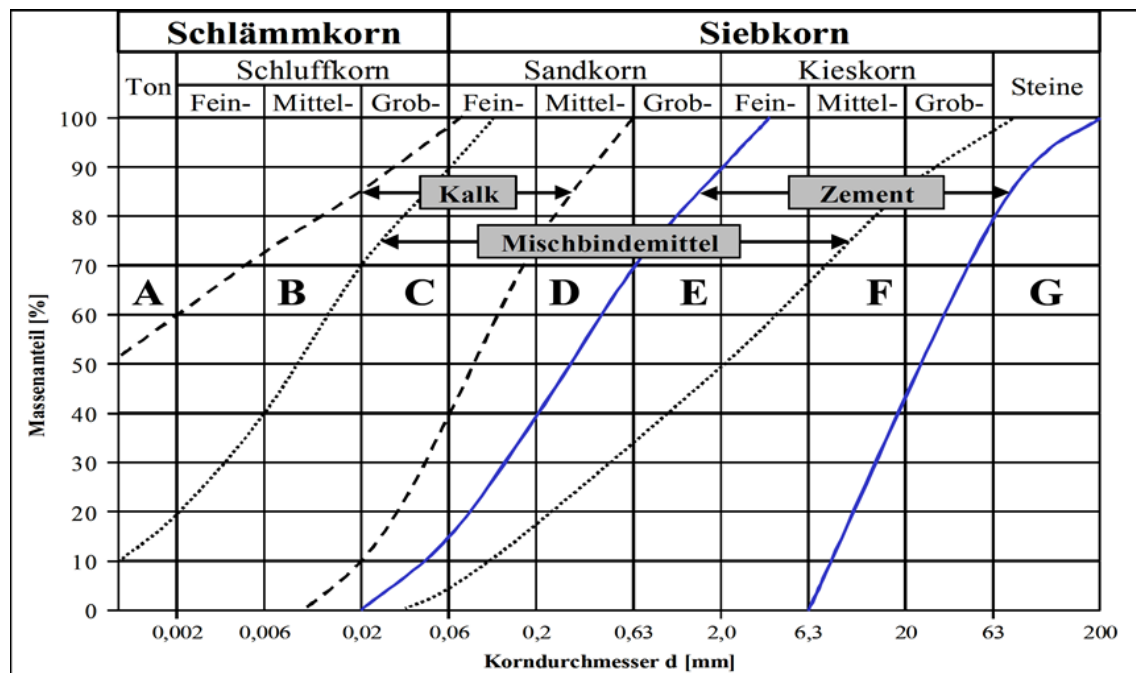


Bild 1.1: Einsatzbereich für Zement als Bindemittel. (nach Floss, 2011)

Da die Korngröße bei granularen Böden größer ist als die der Zementpartikel, werden die Einzelkörner mit Zementpaste bedeckt und an den Kontaktstellen entsprechend verklebt. Die Partikel bindiger Böden sind wesentlich kleiner als die Zementkörner und können daher nicht mit Zement umkleidet werden. In der Praxis werden bindige Böden in kleinere Bruchstücke aufgeschlossen, diese mit Zement umhüllt und anschließend verdichtet.

Beim Vermischen mit dem Bindemittel werden die entstehenden Hydratationsprodukte bereits nach einer kurzen Zeit gebildet, liegen zunächst weitgehend in gelatinöser und amorpher Form vor und härten mit der Zeit aufgrund der allmählichen Austrocknung aus. Letztlich bildet der hydratisierte Zement eine Skelettstruktur, dessen Größe und Stabilität von der verwendeten Zementmenge abhängt. Eine weitere Änderung tritt in tonigen Böden aufgrund des im Zement enthaltenen freien Kalkanteils auf. Der Kalkanteil reagiert mit dem Ton, wodurch der Boden kohäsive Eigenschaften

verliert. Übersteigt der Plastizitätsindex etwa 8% (Bell, 1993), können sich Tonkugeln bilden, die, der Witterung ausgesetzt, zerbrechen können und somit die Festigkeit der Boden-Zement-Mischung schwächen (Bureau of Reclamation, 2013).

Bei Tonen mit einem Plastizitätsindex größer als etwa 18% und einer Fließgrenze von mehr als ca. 45% ist eine unmittelbare Anwendung einer Zementzugabe nicht zielführend (Croft, 1968). Stattdessen werden derartige Böden mit 2% bis 3% Zementzugabe oder, häufiger, mit hydratisiertem Kalk zunächst vorbehandelt. Dadurch verringert sich die Plastizität und nach einer Aushärtezeit von bis zu drei Tagen wird das so vorbehandelte Bodenmaterial mit Zement endverbessert. Eine weitere Möglichkeit bieten Mischbinder, die aus unterschiedlichen Anteilen aus Kalk und Zement zusammengesetzt sind.

Hinsichtlich bindiger Böden ist festzuhalten, dass die Wirksamkeit einer Verbesserung durch eine Zementbeigabe von der Textur sowie von der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung abhängig ist. Sowohl Kaolinite als auch Illite zeigen wenig oder keine Wirkung auf die Hydratation und den Aushärtungsprozess des Zements. Dagegen weisen expansive Tonminerale, je nach ihrer relativen Aktivität, einen beträchtlichen Einfluss auf die Aushärtung von Zement auf (Bell, 1976). Beispielsweise verringert die Affinität von Montmorillonit zu Kalk den pH -Wert der wässrigen Phase, und aufgrund des Mangels an Kalk sind die während des Aushärtens entstehenden Zementprodukte gegenüber den nicht-expansiven Tonen unterlegen. Dies bedeutet, dass die entwickelten Festigkeiten niedriger sind, und solange nicht ausreichend genug Zementmenge zugesetzt wird, um den Bedarf an freiem Kalk für die Aushärtung zu decken, die Eigenschaften des Tons nicht verbessert werden. Bis zu 15% Zement muss montmorillonitischem Ton hinzugefügt werden, um diesen wesentlich zu modifizieren. Das Verhalten verwitterter Mineralien wie Illite, Chlorite und Vermikulite kann dem des Montmorillonit ähnlich sein. Das eher selten vorkommende Mineral Gibbsit (Hydragillit, $Al_2O_3 \cdot 3H_2O$) mit seiner hohen Abhängigkeit von Kalk kann die Verbesserung bestimmter Laterit-Böden verzögern. Organische Stoffe und hohe Salzgehalte, vor allem Sulfate, führen dazu, dass die Hydratation von Zement in Boden-Zement-Mischungen verzögert eintritt oder gar verhindert wird. So sind Böden mit mehr als 2% Gehalt an organischem Material (American Concrete Institute, 1990) und Böden mit pH -Werten von weniger als fünf ungeeignet für eine

wirtschaftliche Anwendung einer Baugrundverbesserung mit Zement. Die organische Substanz verzögert die Hydratation von Zement, weil sie bevorzugt Calciumionen absorbiert. Abhilfe leisten kann hier die Zugabe von Calciumchlorid oder Kalkhydrat als Quelle für Calcium, sodass hierdurch auch solche Böden bearbeitet werden können. In organischen Böden wird erfolgreich schnell aushärtender Zement mit zusätzlichem Calciumanteil eingesetzt. In Untersuchungen von Kuno et al. (1989) führte die Zugabe einer Mischung aus gewöhnlichem Portland-Zement und 10% Gips bei organischen Böden zu höheren Festigkeiten im Vergleich zur reinen Zementzugabe. Sulfatbeständige Zemente sind selten geeignet.

Die Gefahr einer Destabilisierung des zementverbesserten Bodens besteht, wenn der Boden einen nennenswerten Anteil Tonfraktion mit entsprechendem Sulfatanteil aufweist und eine Zunahme des Wassergehalts zum Zeitpunkt der Verdichtung auftritt. Hierbei werden die beabsichtigten Eigenschaften einer Ton-Zement-Mischung deutlich verschlechtert, bis hin zum Zerfall des verbesserten Bodens, wenn der Gehalt an SO_3 bzw. SO_4 im Boden oder Grundwasser überhöht ist. Als Anhaltswerte für schädliche SO_3 - bzw. SO_4 -Gehalte im Boden gibt Sherwood (1957) eine Größenordnung von mehr als 0,2% bzw. 0,5% für Boden und einen SO_3 -Gehalt von $300 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$ im Grundwasser an. Selbst sulfatbeständige Zemente leisten gegenüber gewöhnlichem Portland-Zement hier keine Abhilfe.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich die Verwendung von Zement bei der Baugrundverbesserung granularer, nichtbindiger Böden mit allenfalls geringen bindigen Anteilen als effektiv und wirtschaftlich erweist. Für bindige Böden ist einerseits der Mischprozess aufwändiger, insbesondere dann, wenn die Böden nass sind. Des Weiteren werden zumeist höhere Zugabemengen im Vergleich zu Kalk erforderlich und damit wird diese Methode unwirtschaftlich.

Die Menge an Zement, die zur Baugrundverbesserung benötigt wird, ergibt sich aus den projektspezifischen Anforderungen an Festigkeit, Widerstandsfähigkeit oder auch Beständigkeit des Bodens. So hat sich beispielsweise die Forderung nach einer einaxialen Druckfestigkeit von mindestens $2,8 \text{ MN/m}^2$ nach einer Abbindezeit bei konstanter Feuchte und Temperatur von 25°C nach sieben Tagen etabliert. Neben der Art der Anwendung ist der benötigte Zementgehalt in hohem Maße abhängig von der

Bodenart und reicht von etwa 3% bis zu 16%, bezogen auf die Trockenmasse des Bodens. Allgemein nimmt die erforderliche Zementmenge mit dem Tongehalt des Bodens zu. In der Tabelle 1.1 sind für unterschiedliche Bodenarten Erfahrungswerte für den erforderlichen Zementanteil für eine Bodenverfestigung aus zusammengestellt.

Tabelle 1.1: Bodenspezifische Erfahrungswerte für den Zementanteil bei Verfestigung. (Floss, 2011)

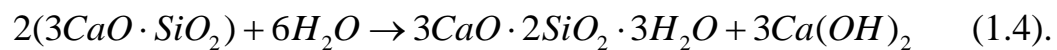
| Bodenart nach DIN 18196 | Zementanteile in Gew.-Teilen bezogen auf 100 GT des bei 105°C getrockneten Bodens |
|-------------------------|---|
| GW, GI, GE, SW, SI | 4 – 7 |
| SE | 8 – 12 |
| GU, GT, SU, ST | 6 – 10 |
| GU*, GT*, SU*, ST* | 7 – 12 |
| UL, TL | 7 – 12 |
| UM, UA, TM, TA | 10 – 16 |

Grundsätzlich kann jede Art von Zement eingesetzt werden, wobei Portlandzement am häufigsten verwendet wird. Dabei ist vorab zu prüfen, ob i) der Boden mit dem Zement zufriedenstellend gemischt werden kann und ii) das entstandene Boden-Zement-Gemisch nach der Verdichtung angemessen aushärtet.

Bevorzugt werden Zementsorten mit geringer Festigkeit und langsamer Festigkeitsentwicklung eingesetzt. Diese Eigenschaften werden üblicherweise durch höhere Gehalte an Zumahlstoffen, wie Hüttensand oder Flugaschen, aber auch Kalksteinmehle, erreicht.

Bei dem am häufigsten verwendeten Portland-Zement handelt es sich um einen fein pulverisierten hydraulischen Zement, der im Wesentlichen aus hydraulischen Calciumsilikaten besteht (Fang, 1991). Die Teilchengröße von Portlandzement liegt im Bereich von 0,5 µm bis 80 µm und die Korndichte beträgt zwischen 3,12 Mg/m³ und 3,20 Mg/m³. Die wichtigsten chemischen Verbindungen in Portlandzement sind: Tricalciumsilikate (3CaO·SiO₂), Bicalciumsilikate (2CaO·SiO₂), Tricalciumaluminate (3CaO·Al₂O₃) und Tetracalcium-Aluminiumferrite (4CaO·Al₂O₃·Fe₂O₃). Diese Verbindungen

reagieren mit Wasser oder Wasser und vorhandenem Kalk und bilden sehr stabile hydratisierte Silikate und Aluminate sowie Calciumhydroxid (Ca(OH)_2 , Kalk). Dieses entstandene Calciumhydroxid kann dann mit den Silikaten oder Aluminaten eines Tonbodens weiter reagieren und somit zu einer weiteren Zementierung des Bodens führen (Herzog & Mitchell, 1963). Das Vorhandensein von organischen Stoffen und organischen Säuren (z. B. Lignin-, Carbonsäuren, Kohlenhydrate, phenolische Verbindungen), Sulfaten (SO_3) und niedrigem pH -Wert beeinträchtigt diesen Reaktionsablauf durch die Immobilisierung von Calcium (Ca^{2+} -Ionen). Wenn die Kapazität der Calciumadsorption zunimmt, stehen die durch die Hydratation gebildeten Ca^{2+} -Ionen nicht mehr für die Gelbildung zur Verfügung (Clare & Sherwood, 1954). Die maßgebliche Reaktionsgleichung bei diesem Ablauf lautet:



1.3.2 Eigenschaften von Boden-Zement-Mischungen

Bei Sanden und hochplastischen Tönen führt eine Zementzugabe zu einem geringfügigen Anstieg der erreichbaren Proctordichte, bei gleichzeitig geringer Änderung im optimalen Wassergehalt, während bei Schluffen eine Abnahme beobachtet wurde (Kézdi, 1979). Der Plastizitätsindex des Mischbodens, definiert als die Differenz der Fließgrenze w_L und der Ausrollgrenze w_P , nimmt bei kohäsiven Böden ab. Ob diese Verringerung auf eine Zunahme von w_P oder eine Abnahme von w_L zurückzuführen ist, hängt von der Bodenart ab.

Eine umfangreiche Übersicht über die Festigkeitseigenschaften zementstabilisierter Böden findet man bei Mitchell (1976). Für grob- und feinkörnige Böden wird eine Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit q_u in Abhängigkeit der Zeit t und des Zementgehalts C (in M.-%) nach folgender Beziehung angegeben:

$$q_u(t) = q_u(t_0) + K \cdot \log \frac{t}{t_0} \quad (1.5)$$

wobei t_0 einen Bezugszeitpunkt darstellt und $K = 480 \cdot C$ für grobkörnige Boden bzw. $K = 70 \cdot C$ für feinkörnige Böden gilt.

Nach Mitchell (1976) liegt die Biegezugfestigkeit in der Größenordnung von 1/5 der einaxialen Druckfestigkeit. Extrapoliert man die Ergebnisse auf den Zugbereich bzw. in den Bereich höherer Spannungen ($\sigma > 70$ kPa), so stellt sich die Umhüllende in der *Mohrschen* Spannungsebene gekrümmt dar. Auf der Basis dieser Versuchsergebnisse wurde von Mitchell vorgeschlagen, bei der Beschreibung von Versagenszuständen zementstabilisierter Böden statt des klassischen *Mohr-Coulomb*-Modells auf ein modifiziertes *Griffith*-Versagensmodell zurückzugreifen.

Die Eigenschaften zementbehandelter Böden hängen neben der verwendeten Zementart von den physikalischen, chemischen und mineralogischen Eigenschaften des Bodens ab (Han, 2015). Hinzu kommen der Gehalt an organischen Bestandteilen, der Wassergehalt und auch der *pH*-Wert. Neben diesen Materialeigenschaften spielen auch die Randbedingungen sowohl während des Herstellprozesses als auch während des Abbinde- und Aushärtungsvorgangs eine entscheidende Rolle (Terashi, 2003): Als Einflussgrößen hierbei seien die Temperatur, Feuchtigkeit sowie Abbindezeit genannt.

Betrachtet man den Einfluss des gesamten Wassergehalts im Boden, der aus dem Wassergehalt des zu stabilisierenden Bodens und einem Anmachwassergehalt des Bindemittels resultiert, so zeigen Untersuchungen für zwei unterschiedliche Zementarten bei unterschiedlichem Trockensubstanzgehalt die im Bild 1.2 dargestellten Ergebnisse (Babasaki et al., 1996). Die Erhöhung des gesamten Feuchtigkeitsgehalts reduziert die einaxiale Druckfestigkeit des zu stabilisierten Bodens nennenswert. Somit hat das Trockenverfahren, bei dem der Zement in Pulverform zugemischt wird, gegenüber dem Nassverfahren, wobei hier der Zement als Schlämme zugegeben wird, den Vorteil, dass dem Boden keine zusätzliche Feuchtigkeit zugeführt wird.

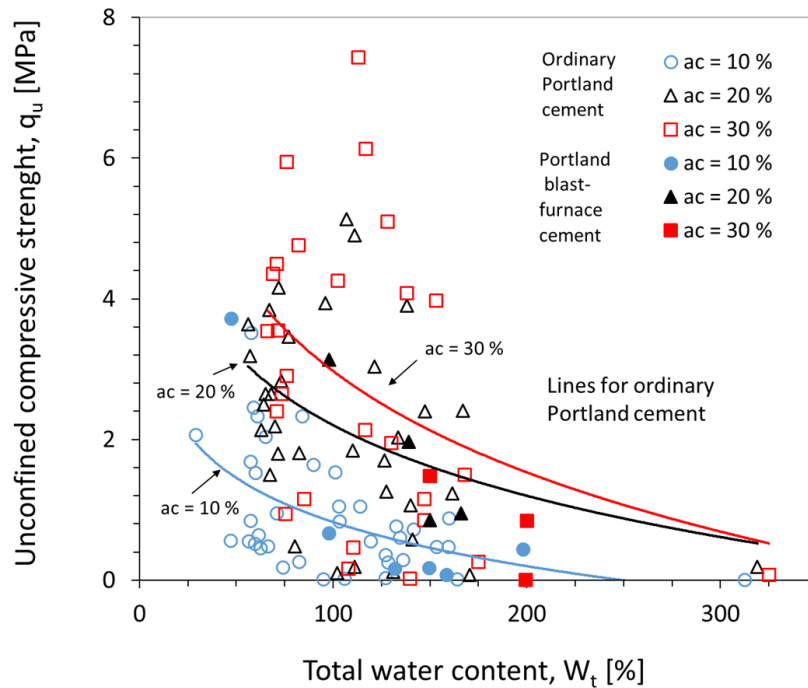


Bild 1.2: Einfluss des Wassergehalts im Boden auf die einaxiale Druckfestigkeit, a_c =Trockenmasse Zement zu Trockenmasse Boden. (nach Babasaki et al., 1996)

Die Hydratation von Zement führt zu einer hohen pH -Umgebung, die für puzzolanische Reaktionen benötigt wird. Ein Boden mit niedrigem pH -Wert ($pH < 5$) ist für den Hydrationsvorgang von Zement nicht günstig und bewirkt, dass puzzolanische Reaktionsprodukte instabil werden. Als Ergebnis verringert sich die einaxiale Druckfestigkeit des stabilisierten Bodens mit einer Abnahme des pH -Wertes, wie im Bild 1.3 gezeigt. Die Proben mit hohem Bindemittelanteil reagieren empfindlicher gegenüber der Änderung des pH -Wertes (Babasaki et al., 1996).

So ist insbesondere für die Untersuchungen in Eignungsverfahren, die üblicherweise im Labor durchgeführt werden, auch die Art des eingesetzten Wassers von Bedeutung. Als Ergebnis ihrer Untersuchungen an zementstabilisierten Böden kommen Kawasaki et al. (1978) zu dem Ergebnis, dass die einaxiale Druckfestigkeit von Proben, bei denen Leitungswasser eingesetzt wurde, eine etwas höhere Festigkeit aufweisen als Proben, bei denen salzhaltiges Meerwasser verwendet wurde (Differenz kleiner als 10%).

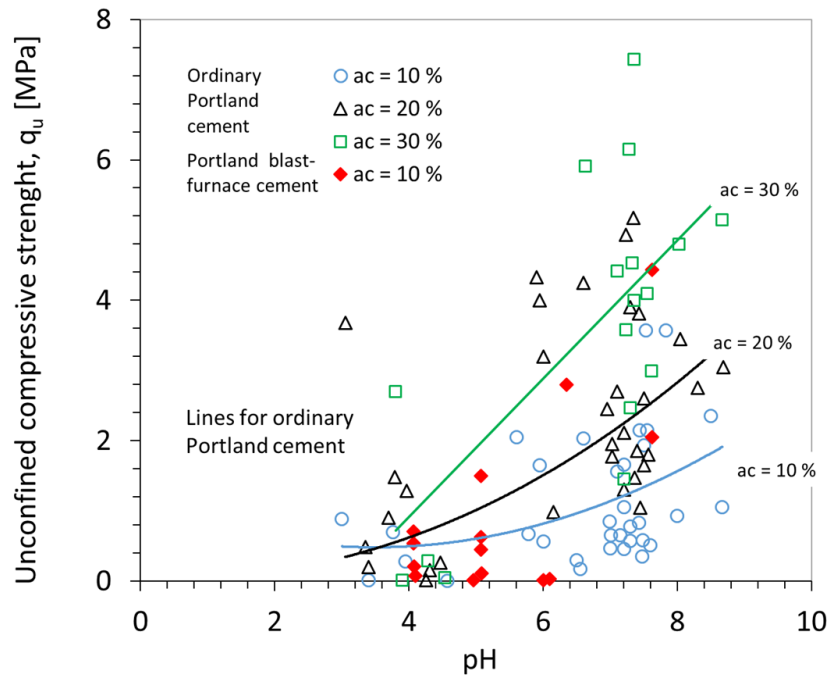


Bild 1.3: Einfluss des pH -Wertes im Boden auf die einaxiale Druckfestigkeit. (Babasaki et al., 1996)

Shen et al. (2004) untersuchten die Wirkung der Mischenergie auf die einaxiale Druckfestigkeit zementstabilisierter Böden im Labor mit einem Modellmischer. Der Energieverbrauch hängt u. a. von der Art des Bindemittels (Zement, Kalk), der Zugabemethode (Trockenmischung oder Schlämme) und der Mischsequenz bzw. Mischgeschwindigkeit ab. Bild 1.4 zeigt den Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Mischenergie. Das Festigkeitsverhältnis ist definiert als die Festigkeit q_u bei einer spezifischen Energie, dividiert durch die mittlere Festigkeit q_{ua} bei der Endenergie und der entsprechenden Aushärungszeit von 7 oder 28 Tagen. Es zeigt sich, dass eine Zunahme der Mischenergie die Festigkeit des zementstabilisierten Bodens erhöht und diese Zunahme jedoch geringer wurde, nachdem die Mischenergie ein bestimmtes Niveau erreichte. Die Erhöhung der Mischenergie verbessert die Gleichmäßigkeit der Mischung. Zu Ergebnissen in ähnlicher Form gelangen Nishida und Miura (1996).

Aufgrund möglicher Unterschiede hinsichtlich der Probenhomogenität, Probengrößen oder auch Umgebungsbedingungen während des Aushärtens können sich die Eigenschaften von stabilisierten Böden im Feld von denen des Laboratoriums unterscheiden. Bild 1.5 zeigt für zwei unterschiedliche

Bodenarten die Vergleiche von einaxialen Druckfestigkeiten q_{uf} von stabilisierten Bodenproben, die aus dem Feld gewonnen wurden, und Ergebnisse q_{ul} an Laborproben (Public Works Research Center, 1999; Han, 2015). Die Verhältnisswerte q_{uf} / q_{ul} streuen zwischen etwa 1/3 bis 2, wobei etwa die Hälfte der Werte unterhalb der 1:1-Linie liegt.

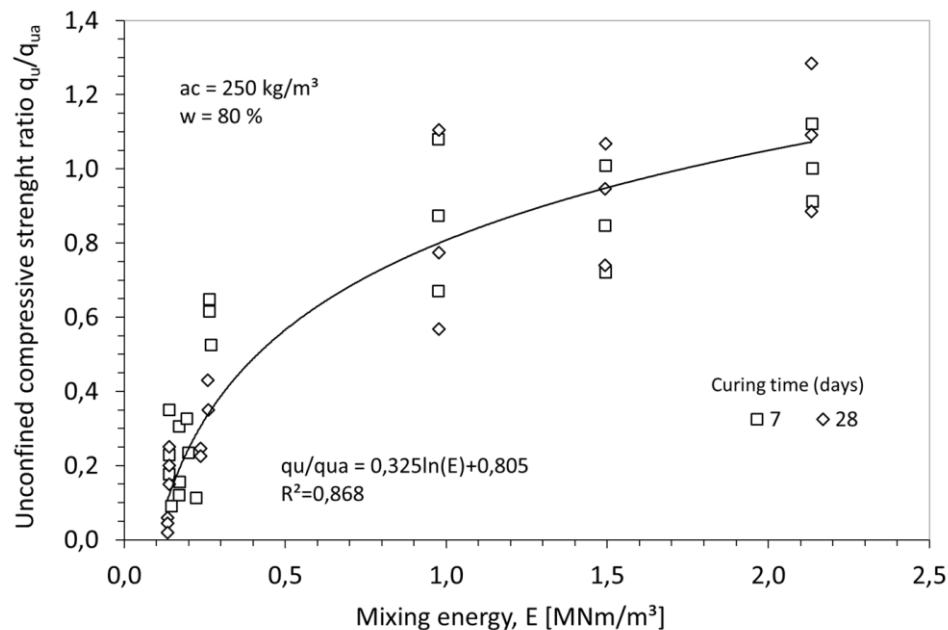


Bild 1.4: Einfluss der eingebrachten Energie beim Mischvorgang auf die einaxiale Druckfestigkeit. (Shen et al., 2004)

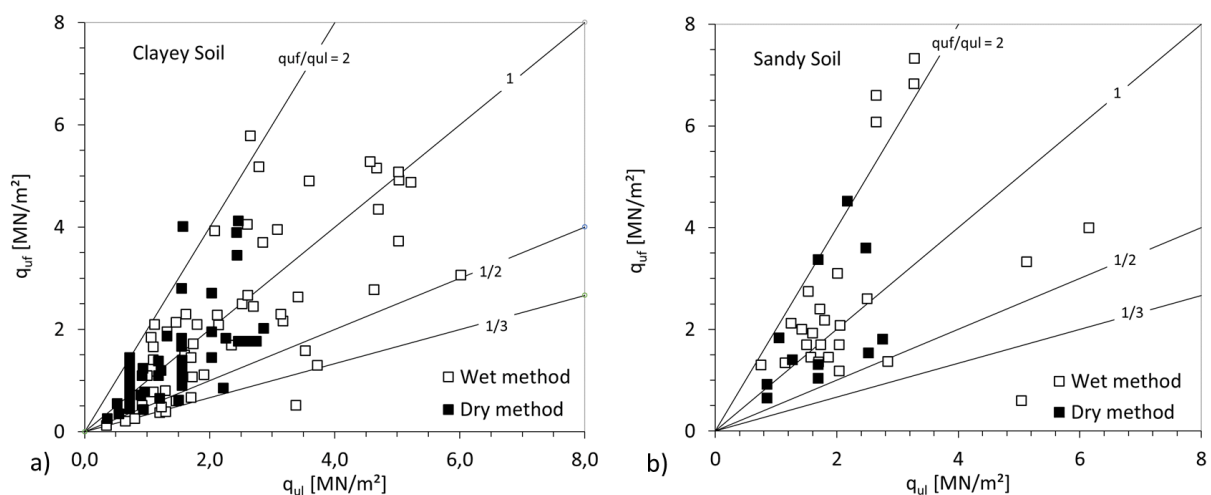


Bild 1.5: Einaxiale Druckfestigkeit in Feld- und Laborversuchen an zwei unterschiedlichen Böden. (nach Public Works Research Center, 1999; Han, 2015)

Neben den Materialeigenschaften sowohl des Zements als auch des Bodens hängt die erreichte Festigkeit von der Verdichtungsenergie ab, mit der die Boden-Zement-Mischung eingebaut wird (Bild 1.4). Eine ausreichende Verdichtung ist für eine erfolgreiche Stabilisierung essentiell, längere Verzögerungen zwischen dem Mischen und dem Verdichten können jedoch die erreichbare maximale Festigkeit nennenswert reduzieren. Bild 1.6 verdeutlicht diese Abnahme der Festigkeit bei einer zunehmenden Verzögerungszeit zwischen dem Herstellen der Boden-Zement-Mischung und deren Verdichtung.

Zu ähnlichen Ergebnissen kommen Schade (2006) sowie Becker und Vrettos (2012) für ein breites Spektrum an vorwiegend bindigen Bodenarten. Wenn die Verdichtung verzögert wird, beginnt die Hydratation und der Zement härtet bereits aus. Als Ergebnis wird die Mischung schwieriger zu verdichten. Speziell für die Anwendung von Mischbindern, Gemische aus Zement und Kalk, wird dieses Verhalten nochmals in Abschnitt 1.5 dargestellt.

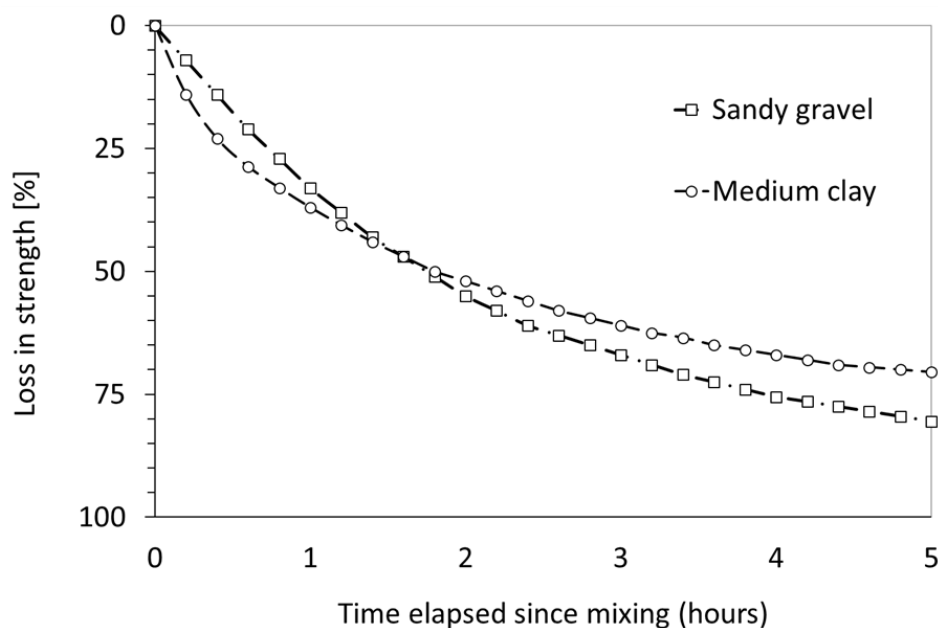


Bild 1.6: Abnahme der Festigkeit bei zunehmender Zeitspanne zwischen dem Herstellen der Zement-Boden-Mischung und dem Verdichten. (Ingles & Metcalf, 1972)

Der signifikante Einfluss der Umgebungstemperatur während des Aushärtungsvorganges auf die Festigkeit wird im Bild 1.7 deutlich. Eine Erhöhung der Temperatur beschleunigt die frühzeitigen

Hydratationsreaktionen, die einen deutlichen Anstieg der Anfangsfestigkeit der Mischung zur Folge haben. Üblicherweise werden Laborproben bei etwa 20°C hergestellt. Man erkennt, dass sich für Proben, oder auch in situ-Verhältnisse, die bei niedrigeren Temperaturen liegen, geringerer Festigkeit ergeben (Enami et al., 1985).

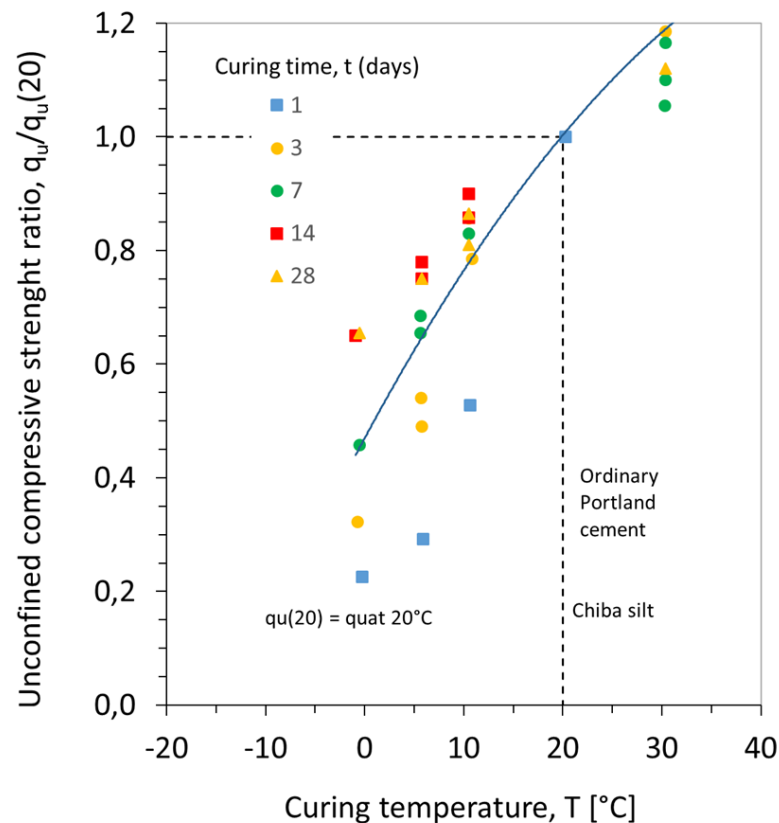


Bild 1.7: Einfluss der Umgebungstemperatur während der Aushärtung auf die Festigkeit. (nach Enami et al., 1985)

Insbesondere bei bindigen Böden besteht bei einer Austrocknung die Gefahr der Rissbildung in der Boden-Zement-Mischung, andererseits kann die Festigkeit erhöht werden. Im Gegensatz dazu wird die Festigkeit durch eine Durchfeuchtung verringert, wie dies auch im Bild 1.8 deutlich wird. Ein zementstabilisierter Baugrund kann während seiner Lebensdauer zeitweise oder auch dauerhaft durchfeuchtet werden und somit im Gegensatz zu den aus Laborversuchen gewonnenen Ergebnissen eine deutlich geringere Festigkeit aufweisen (American Concrete Institute, 1990).

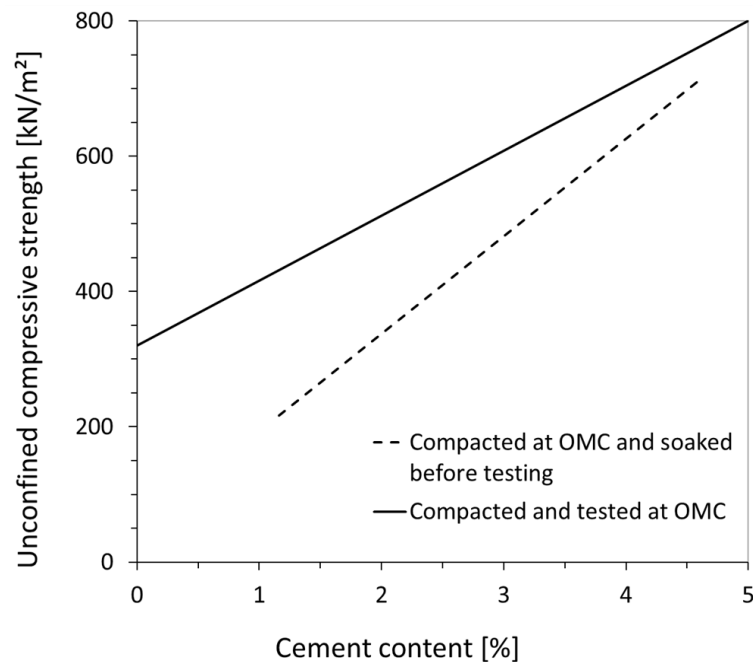


Bild 1.8: Einfluss der Durchfeuchtung auf die Festigkeit. (nach Ingles & Metcalf, 1972)

1.4 Kalk als Bindemittel

Kalk ist als eines der ältesten Zugabematerialien zur Baugrundverbesserung bekannt. Er liegt in unterschiedlicher Form vor und findet somit auch unterschiedliche Anwendungsgebiete. Vorrangig wird Kalk in den letzten Jahrzehnten erfolgreich im Straßenbau, Bau von Flugplatzpisten oder auch bei der Gründung von Bauwerken eingesetzt. Nicht nur im Bereich der langfristigen Baugrundverbesserung findet Kalk Verwendung. Auch als kurzfristige Lösung hat sich der Einsatz von Kalk bewährt, wenn es beispielsweise um die Bearbeitbarkeit von sehr feuchten oder nassen feinkörnigen Böden geht. Neben einer Verringerung des Wassergehaltes reduziert die Kalkzugabe die Plastizität des Bodens.

1.4.1 Bodenarten und Kalk

Das Verfahren ähnelt der Zementstabilisierung, mit der Ausnahme, dass die Kalkstabilisierung weniger für körnige Böden und eher für bindige Böden mit einem Plastizitätsindex von 10% bis 50% geeignet ist. Böden mit einem Plastizitätsindex von weniger als 10% erfordern die Zugabe eines Puzzolans

wie beispielsweise Flugasche oder Hochofenschlacke, um die notwendige Reaktion mit Kalk auszulösen. Der Anwendungsbereich in Abhängigkeit der Korngrößenverteilung des anstehenden Bodens ist im Bild 1.1 aufgezeigt.

Die Kalkstabilisierung von Tonen verleiht dem Boden eine krümelige Struktur, die leichter zu bearbeiten und zu verdichten ist, obwohl eine geringere maximale Dichte erreicht wird. Die Reaktion von Kalk mit montmorillonitischen Tonen verläuft schneller als mit kaolinitischen Tonen.

Wenn Kalk als Bindemittel verwendet wird, bildet sich ein Calciumsilikatgel, das Klumpen von Tonteilchen zusammenzieht sowie bindet und die Poren im Boden einnimmt. Die Reaktion verläuft nur, wenn Wasser vorhanden und in der Lage ist, Calcium- und Hydroxylionen zu den Oberflächen der Tonmineralien zu transportieren. Infolgedessen endet die Reaktion beim Austrocknen, und sehr trockene Böden reagieren nicht mit Kalk. Die Menge an zugegebenem Kalk sollte sich idealerweise am Tonmineralgehalt orientieren, da diese für die Reaktion benötigt werden.

Als Anhaltswerte werden für schluffige Tone etwa 3% bis 4% Kalkzugabe und für reine Tonböden etwa 3% bis 8% Zugabe vorgeschlagen (Ingles & Metcalf, 1972). Zur Vordimensionierung kann etwa 1% Kalk je 10% Tonanteil, bezogen auf die Trockenmasse des Bodens, angenommen werden. Weitere Angaben finden sich beispielsweise bei Floss (2011).

Zur schnellen Bestimmung der erforderlichen Bindemitteldosierung steht der *pH*-Test nach Eades und Grim (ASTM D 6276, 2006; ASTM C-977, 2010) zur Verfügung. Der Versuch dient dazu, diejenige Kalkdosierung zu ermitteln, die ausreicht, um die Kurzzeiteffekte der Kalkbehandlung auszulösen (Verbesserung der Konsistenz eines Bodens) und darüber hinaus genügend freie Calcium-Ionen und einen ausreichend hohen pH-Wert sicherzustellen, die beide für die langfristigen puzzolanischen Effekte (Verfestigung) erforderlich sind. Umgekehrt kann die so ermittelte Kalkdosierung auch als Obergrenze der Kalkzugabe herangezogen werden, wenn langfristige Verfestigungseffekte vermieden werden sollen. Bei dem Test werden verschiedene aufbereitete Bodenproben mit verschiedenen Kalkmengen (1%, 2%, 3% usw.) vermischt. Nach jeweils einer Stunde wird der *pH*-Wert bestimmt. Dieser nähert sich asymptotisch einem Grenzwert an, welcher der optimalen Kalkdosierung entspricht.

Wie die Baugrundverbesserung mit Zement, ist auch die Anwendung von Kalk in organischen Böden üblicherweise nicht sehr effektiv, da die organischen Beimengungen bereits ab einem Gehalt von etwa 3% die Hydratation verzögern. Abhilfe kann die Zugabe von etwa 20% Calciumsulfat (Gips, $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) zu Kalk oder hydratisiertem Kalk unter der Einschränkung leisten, dass die Böden keine übermäßig hohen Wassergehalte aufweisen (Kuno et al., 1989).

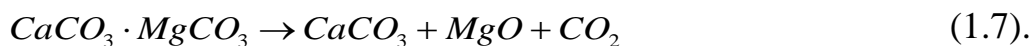
1.4.2 Branntkalk

Bei geotechnischen Anwendungen wird Kalk üblicherweise als sogenannter Branntkalk (ungelöschter Kalk, CaO) oder als Löschkalk (gelöschter Kalk, $\text{Ca}(\text{OH})_2$) verwendet. Branntkalk entsteht beim Brennen von reinem Kalkstein (Weißkalke) ab etwa 900°C Brenntemperatur.



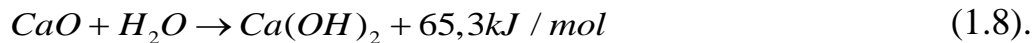
Diese Zerlegung, auch als Kalzinierung oder Entsäuerung bezeichnet, verläuft nur so lange, wie Wärme zugeführt wird, da es sich um einen endothermen Prozess handelt. Mit steigenden Brenntemperaturen, die ein schnelleres Brennen ermöglichen, wächst jedoch die Größe der entstehenden CaO -Kristalle, wodurch die Löschreaktion mit Wasser immer langsamer und träger wird. Bei der Herstellung von Branntkalk wird deshalb nur so hoch erhitzt, dass noch keine Sinterung eintritt. Branntkalk darf also nicht „überbrannt“ werden; andererseits darf er aber auch nicht „schwach gebrannt“ sein, da er in diesem Fall noch CaCO_3 als unwirksamen Bestandteil enthält.

Neben dem reinen Kalkstein werden aus dolomithaltigem Kalkstein Dolomitkalke hergestellt. Dolomitkalke, die typischerweise einen beträchtlichen Anteil an Magnesiumoxyd enthalten, sind weniger effektiv als Calciumkalke. Der Brennvorgang läuft hier in zwei Schritten ab. Zunächst erfolgt die thermische Aufspaltung bei Temperaturen ab etwa 600°C:



Die weitere Zerlegung verläuft entsprechend der Reaktionsgleichung Gl. (1.4).

Brannkalk reagiert schnell mit Wasser zu hydratisiertem (gelöschtem) Kalk. Neben einer beträchtlichen Volumenzunahme erhitzt sich die Boden-Kalk-Mischung bei diesem exothermen Prozess um bis zu 150°C:



Bei den auftretenden Boden-Kalk-Reaktionen ist zu unterscheiden zwischen den kurzfristigen Reaktionen wie *Hydratation* und *Ausflockung* sowie den langfristig in Erscheinung tretenden Reaktionen der *Zementierung* und *Karbonatisierung*.

Hydratation: Der Brannkalk reagiert unmittelbar mit dem Wasser im Boden. Diese Erscheinung ist insbesondere bei sehr feuchten oder nassen bindigen Böden von Nutzen, indem die Verarbeitbarkeit solcher Böden verbessert wird. Die Zugabe von 1 kg CaO absorbiert etwa 0,32 kg Wasser. Damit kann die Abnahme des Wassergehalts Δw eines Bodens bei einem Ausgangswassergehalt w_0 und einem Massenverhältnis a_s zwischen Kalk und Boden nach Kitsugi und Azakami (1982) abgeschätzt werden zu:

$$\Delta w = w_0 - \frac{w_0 - 0,32 \cdot a_s}{1 + 1,32 \cdot a_s} \quad (1.9).$$

Der Verdunstungsanteil infolge der Erwärmung beträgt

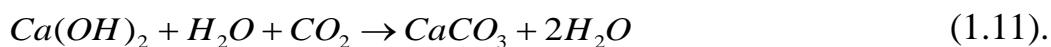
$$\Delta w = 0,45 \cdot a_s \quad (1.10).$$

Ausflockung: Beim Mischen des Kalks mit Ton werden neben weiteren Kationen insbesondere Natriumionen mit Calciumkationen ausgetauscht. Diese Änderung im Kationenaustausch beeinflusst die Art, in der die Strukturkomponenten des Tons sich miteinander verbinden. Kalke führen dazu, dass Tone verklumpen, gerinnen oder ausflocken. Die Plastizität des Tons, beschrieben durch die *Atterbergschen* Plastizitätsgrenzen wird reduziert, so dass er einfacher zu verarbeiten ist und möglicherweise eine höhere Festigkeit und Steifigkeit erhält.

Zementierung: Diese zweite Stufe der Ton-Kalk-Reaktion entfernt aus der Mineralstruktur Siliciumdioxid, ähnlich wie es bei der Zementhydratation geschieht (Ingles, 1970; Diamond & Kinter, 1965). Die Zementierung ist der

wichtigste Faktor für die Festigkeit des Bodens. Je höher die spezifische Oberfläche des Bodens ist, desto wirksamer ist das Verfahren; man beachte in diesem Zusammenhang, dass Kalk zur Verbesserung reiner Sande oder Kiese nicht geeignet ist. Die Zementierung ist durch die Menge an verfügbarem Siliciumdioxid beschränkt. Eine Erhöhung der Menge an Kalk erhöht die zusätzliche Festigkeit nur bis zu dem Punkt, an dem alle Siliciumdioxide des Tons verwendet sind. Ein weiteres Hinzufügen von Kalk kann hier auch kontraproduktiv sein. Dies steht im Gegensatz zur Stabilisierung mit Zement, wo die Festigkeit mit der Menge der Zugabe weiter zunimmt. Zementierung auf der Oberfläche von Tonklumpen verursacht einen anfänglich schnellen Festigkeitszugewinn, die weitere Verbreitung des Kalks im Boden hat jedoch einen über Wochen bzw. Monate andauernden weiteren Anstieg der Festigkeit zur Folge.

Karbonatisierung: Die Reaktion von Kalk mit Kohlendioxid in der Luft oder in Porenräumen des Bodens bewirkt eine relativ schwache Zementierung. Dies kann von Vorteil sein, wo ausreichend Zeit zur Verfügung steht; das entstehende CaCO_3 wird nicht weiter mit dem Boden reagieren.



Die Erhärtung eines Luftkalkmörtels erfolgt durch Bindung von Kohlendioxid, das in der Luft enthalten ist. Diese Erhärtungsart, die allgemein für Luftmörtel charakteristisch ist, wird als Carbonaterhärtung bezeichnet, da als Endprodukt Calciumcarbonat entsteht. Die Reaktion kann nur in Gegenwart von etwas Feuchtigkeit und relativ langsam ablaufen, da Luft nur etwa 0,035 Vol.-% CO_2 enthält. Branntkalk muss daher bis zu seiner Verwendung möglichst versiegelt und von der Luft abgeschlossen gelagert werden, da er spontan mit den CO_2 der Umgebungsluft reagiert und zu der reaktionsträgen Form CaCO_3 zurückfällt.

1.4.3 Löschkalk

Statt des sehr reaktionsfähigen und für eine schnelle Stabilisierung äußerst nützlichen Branntkalks wird oftmals der leichter zu handhabende hydratisierte Löschkalk verwendet. Dieser entsteht, wenn Kalkhydrat (CaO) etwa 1% Wasser zugesetzt wird. Das Material ist nach wie vor trocken, enthält aber

ausreichend viel Wasser, um die Oxide in Hydroxide umzuwandeln. Auch wenn das Produkt bereits in der hydrierten Form als Ca(OH)_2 vorliegt, kann eine Baugrundverbesserung, s. Gl. (1.11), erzielt werden.

Natürliche Beimengungen wie Siliciumdioxid, Aluminiumoxid oder Carbonate können zwar das Reaktionsvermögen reduzieren, wirken sich jedoch nicht nachteilig oder schädlich aus. Als Nebenprodukt kann Kalk bei verschiedenen Industrieprozessen anfallen. Ein typisches Beispiel ist Staub aus dem Kalkbrennofen, als *lime kiln dust* (LKD) bezeichnet, der bei der Kalzinierung von Kalkstein anfällt. LKD enthält typischerweise nur 18% bis 30% an Oxiden mit 7% bis 15% Aluminium- und Siliciumoxid und ist am besten für die Verbesserung von Schluffen und Sanden geeignet.

1.4.4 Eigenschaften von Boden-Kalk-Mischungen

Die Wirkung einer Kalkzugabe auf die Plastizität eines Tones erfolgt i. d. R. unmittelbar in der Form, dass die Plastizitätsgrenze w_p deutlich zunimmt und die Fließgrenze w_L , je nach Bodenart, mehr oder weniger deutlich abnimmt. Beispielhaft ist dieser Zusammenhang im Bild 1.9 aufgezeigt. Die Plastizität eines Bodens wird durch die Kalkzugabe verringert und es kommt zu einer unmittelbaren Zunahme der Festigkeit, dadurch, dass der Boden steifer und widerstandsfähiger gegen einen Wasserangriff wird. Allerdings wurde in kaolinitischen Tönen auch eine Erhöhung des Plastizitätsindex mit Kalkzugabe beobachtet (Ormsby & Bolz, 1966). Bei Schluffen ändert sich der Plastizitätsindex nur unwesentlich, gleichzeitig werden jedoch Plastizitätsgrenze und Fließgrenze heraufgesetzt.

Das Verdichtungsverhalten kalkbehandelter Böden wird im Bild 1.10 für einen Mischboden deutlich. Kalk verringert die maximal erreichbare Dichte und erhöht gleichzeitig den optimalen Wassergehalt für die Verdichtung, was ein Vorteil beim Umgang mit nassen Böden ist. Die sogenannte typische Krümelbildung und eine einsetzende Festigkeitszunahme können eine Verdichtung des Bodens in geringem Umfang zwar erschweren, allerdings verlaufen die Verdichtungskurven kalkbehandelter Tone deutlich flacher. Das wiederum macht die Kontrolle eines geeigneten Wassergehaltes für die Verdichtung einfacher und verringert die Variabilität der erzeugten Dichte.

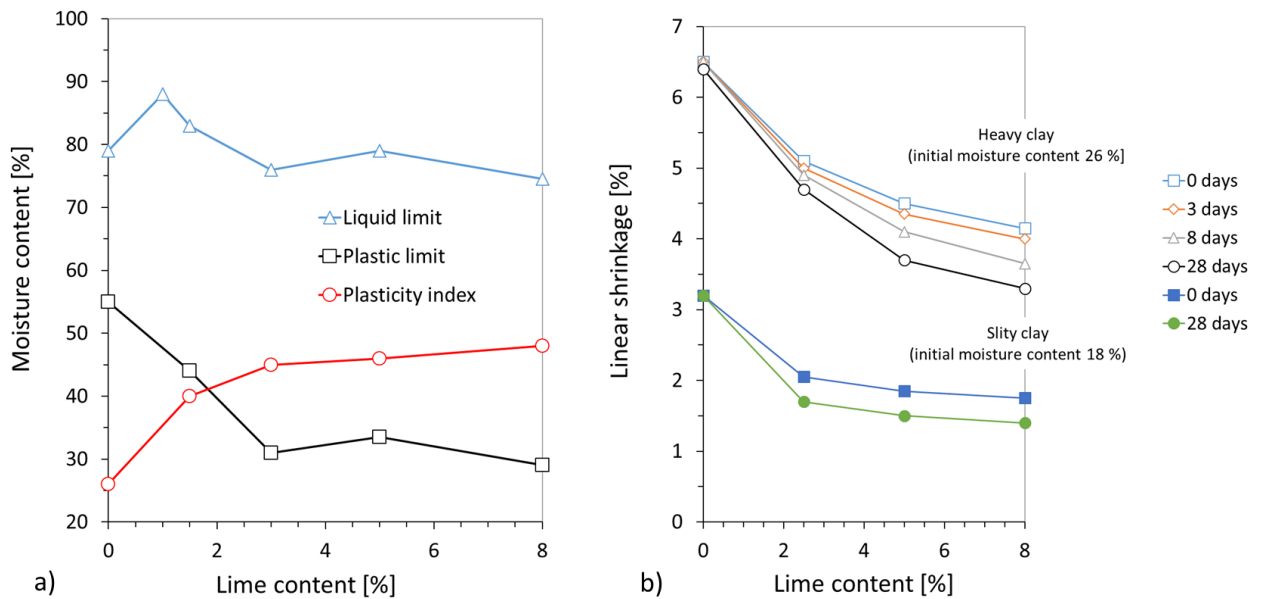


Bild 1.9: (a) Einfluss der Kalkzugabe auf die Plastizitätsgrenzen eines hochplastischen Tons. (b) Einfluss der Kalkzugabe auf das Schrumpfverhalten zweier Tone. (Bell, 1988)

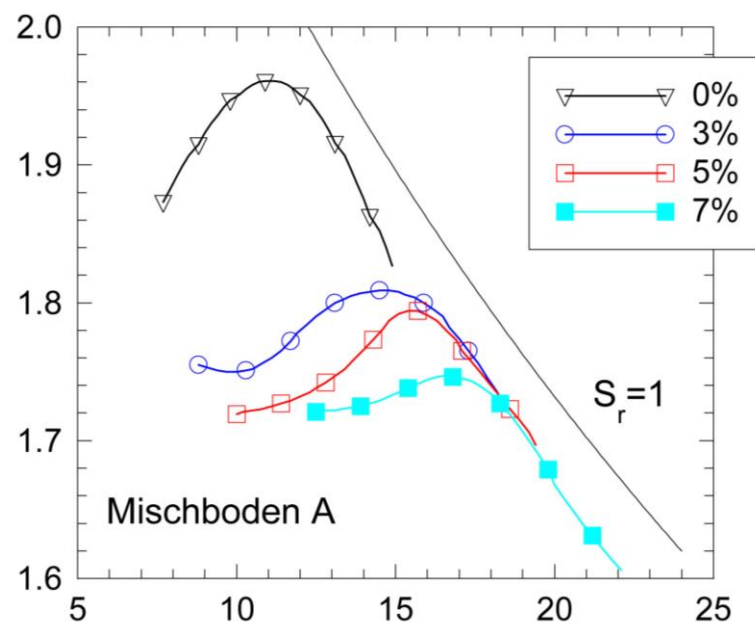


Bild 1.10: Einfluss der Kalkzugabe auf das Verdichtungsverhalten eines Mischbodens. (Becker & Vrettos, 2012)

Die Festigkeit von Boden-Kalk-Mischungen hängt von mehreren Faktoren ab, wie Bodenart und Art und Menge des zugemischten Kalks. Beispielsweise zeigen montmorillonitische Tone niedrigere Festigkeiten, wenn sie mit

dolomitischen Kalken statt halbhydraulischen Kalken oder Kalken mit hohem Calciumanteil vermischt werden (Bell, 1988). Umgekehrt erreichen kaolinitische Tone die höchsten Festigkeiten, wenn sie mit halbhydraulischen Kalken gemischt werden und die niedrigsten Festigkeiten bei der Zugabe von Kalken mit hohem Calciumanteil.

Die zeitliche Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit einer Kalkstabilisierung lässt sich für eine Prognose der Langzeiteffekte mit Gl. (1.12) beschreiben (Witt, 2012):

$$q_u(t_1) = q_u(t_0) + A^* \cdot M_{Ca} \cdot \ln\left(\frac{t_1}{t_0}\right) \quad (1.12).$$

Hierbei bedeuten $q_u(t_i)$ die einaxiale Druckfestigkeit zum Zeitpunkt t_i in [MPa], A^* eine bodenspezifische Aktivitätskonstante und M_{Ca} die Kalkhydratdosis, bezogen auf die Trockenmasse in [%]. Die Größe der Aktivitätskonstanten hängt stark von der Mineralogie des Bodens ab. Der Wert lässt sich aus der Eignungsprüfung z. B. durch Vergleich der Festigkeiten nach 7 und 14 Tagen ermitteln.

Böden mit niedriger Kalkzugabe erreichen in kürzerer Zeit eine maximale Festigkeit im Vergleich zu Böden mit hoher Kalkzugabe. Die Festigkeit nimmt, im Gegensatz zu dem oben beschriebenen Verhalten bei einer Zementzugabe, nicht linear mit dem Kalkgehalt zu. Eine übermäßige Kalkzugabe kann auch die erreichbare Festigkeit vermindern, Bild 1.11.

Die Aushärtungszeit ist ein weiterer Faktor, der die Festigkeit des kalkhaltigen Bodens beeinflusst (Bell & Couthard, 1990). Abgesehen von dem Verhalten bei geringen Kalkzugaben zeigt sich ein stetiger Festigkeitszuwachs über Monate hinweg. Ein weiterer Faktor, der die Festigkeit von kalkverbesserten Böden beeinflusst, ist ihr natürlicher Wassergehalt, wobei die Festigkeit mit zunehmendem Wassergehalt, ähnlich dem Verhalten wie bei Zementzugabe, abnimmt, Bild 1.11. Andererseits erreichen Bodenkalkmischungen, die oberhalb des optimalen Wassergehalts verdichtet wurden, höhere Festigkeiten als solche, die mit Wassergehalten kleiner als der optimale Wassergehalt verdichtet wurden.

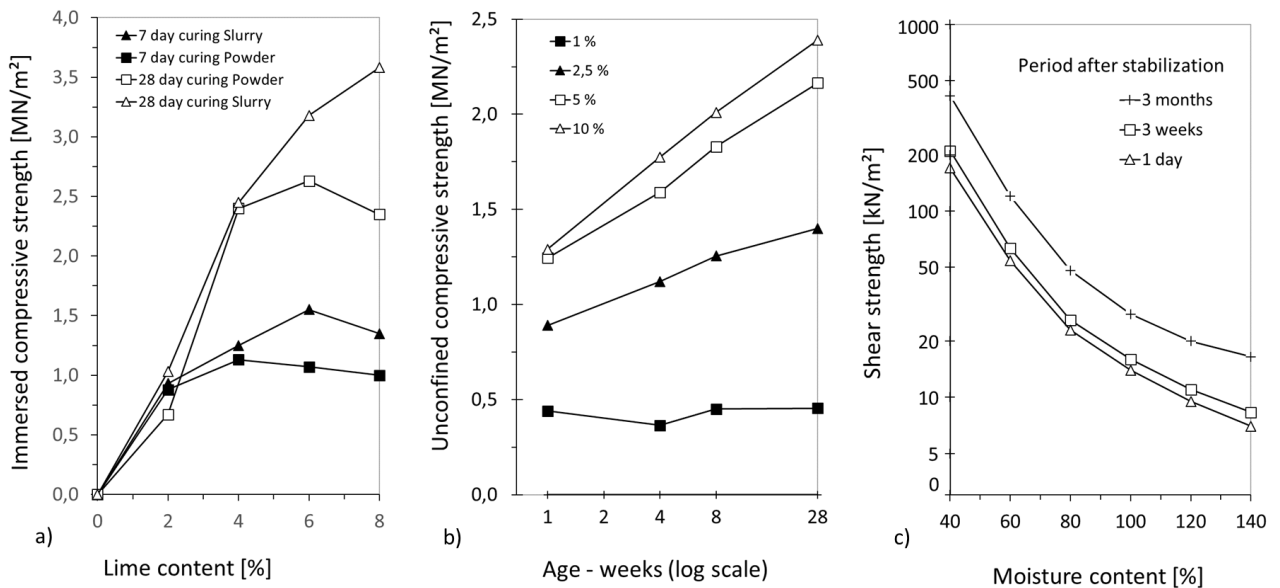


Bild 1.11: a) Einfluss der Kalkzugabe auf die Festigkeit (Bell, 1988).
 b) Zeitliche Entwicklung der Festigkeitsentwicklung. (Bell & Couthard, 1990). c) Scherfestigkeit eines kalkverbesserten Tons in Abhängigkeit des vorhandenen Wassergehalts. (Bell, 1988)

Höhere Temperaturen bewirken einen beschleunigten Reaktionsvorgang und führen letztendlich auch zu höheren Festigkeiten (Bild 1.12). Die Boden-Kalk-Reaktion wird verzögert oder kann auch unterbrochen werden, sobald die Temperaturen unter 4°C abfallen. Die Festigkeitsentwicklung stoppt mit dem Einsetzen niedriger Temperaturen mehr oder weniger. Zu beachten ist, dass der Festigkeitsverlust durch Frost-Tau-Wechsel zwar kumulativ ist, durch eine zwischenzeitliche „Erholungsphase“, in der der Aushärtungsvorgang wiederaufgenommen wird, jedoch auch wieder egalisiert werden kann (Bild 1.13, Dempsey & Thompson, 1968).

Das Verhalten bei niedrigen Temperaturen kann dazu führen, dass die Frosthebung eines Bodens größer sein kann, wenn der kalkverbesserte Boden innerhalb eines Monats nach der Verdichtung gefroren wird (Brandl, 1981). Jedoch wird eine geringere Frosthebung zu erwarten sein, wenn der stabilisierte Boden etwa drei Monate oder mehr vor dem Gefrieren bereits eingebaut wurde.

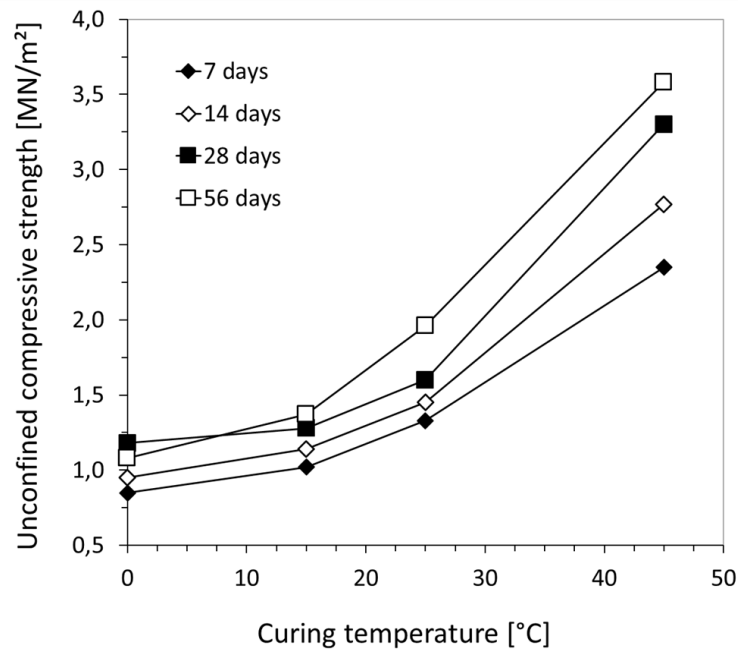


Bild 1.12: Einfluss der Temperatur auf die Festigkeit. (Bell, 1988)

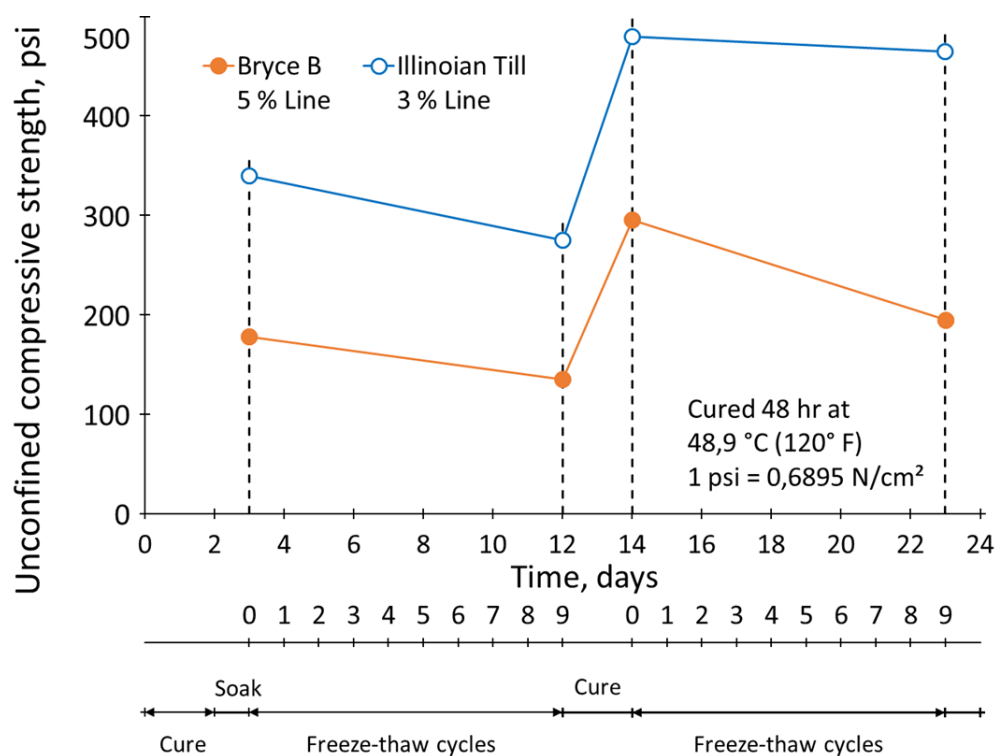


Bild 1.13: Einfluss von Frost-Tau-Zyklen und zwischenzeitlicher Wiederaufnahme des Aushärtungsvorganges auf die einaxiale Druckfestigkeit zweier kalkbehandelter Böden. (Dempsey & Thompson, 1968)

In den ersten Stunden nach dem Einmischen des Kalks nimmt die Festigkeit der Boden-Kalk-Mischung stetig zu, allerdings mit einer geringeren Geschwindigkeit als bei der Verwendung von Zement. Der Verdichtungszwang, also die verstrichene Zeitspanne zwischen Mischen und Verdichtung, ist für das Bindemittel Kalk weniger kritisch als für das Bindemittel Zement (Bild 1.14), wobei die Reduzierung auch hier wieder deutlich an die Bodenart gebunden ist (Schade, 2006; Becker & Vrettos, 2012).

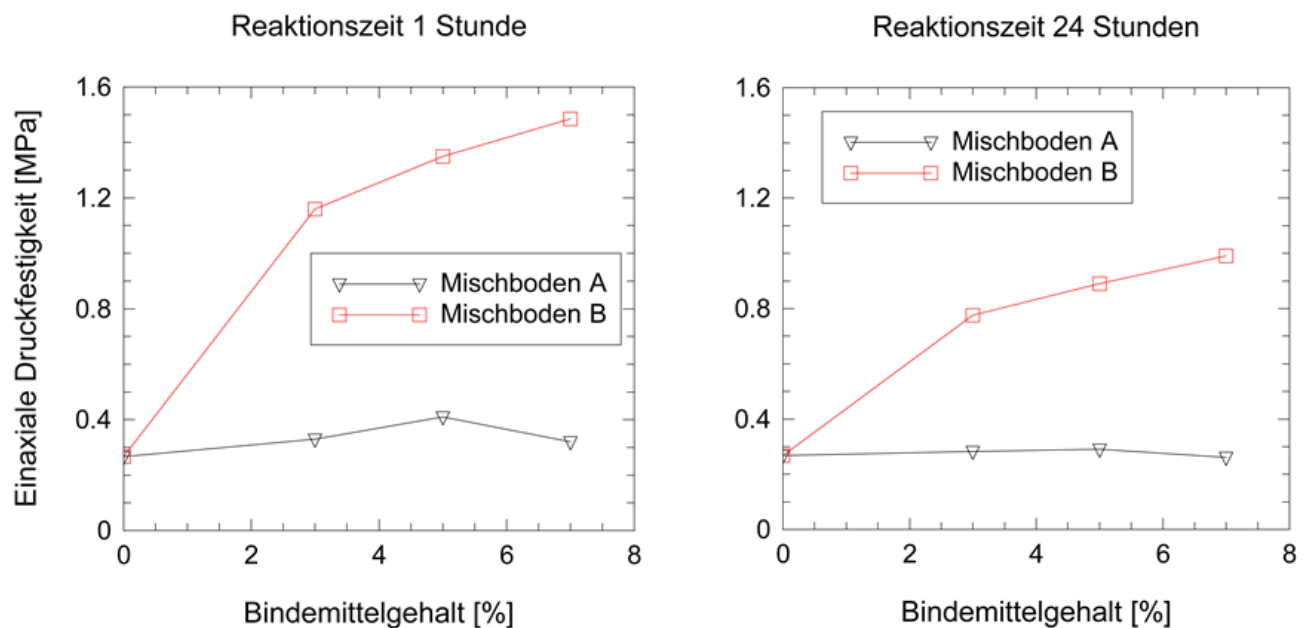


Bild 1.14: Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen für unvergütete und vergütete Bodenproben bei unterschiedlichen Bindemittelanteilen und Reaktionszeiten. (Becker & Vrettos, 2012)

1.5 Mischbindemittel

Zement und Kalk haben einige Gemeinsamkeiten, wenn sie zur Modifizierung eines Baugrundes eingesetzt werden. Dies ergibt sich aus der Tatsache, dass sie beide auf Calcium basierende chemische Reaktionspartner sind. Während Zement neben zusätzlichen Reaktionspartnern (Puzzolane) auch Kalk enthält, ist reiner Kalk auf weitere Reaktionspartner im Boden oder in ergänzenden Zugabematerialien angewiesen. In der Konsequenz liegt es daher nahe, beide Stoffe gemeinsam einzusetzen und deren Eigenschaften zu kombinieren.

Mischbindemittel bestehen aus unterschiedlichen Anteilen an Kalk und Zement. Seit den 1990er Jahren werden diese auf dem Markt angeboten und vorzugsweise zur Baugrundverbesserung von gemischtkörnigen und leicht plastischen, bindigen Böden erfolgreich eingesetzt. Sie kombinieren die jeweils spezifischen Vorteile der beiden Bindemittelgruppen Kalk und Zement wie beispielsweise Wassergehaltsreduktion (Kalk) und Festigkeitsentwicklung (Zement). Ziel ist es, in einem Arbeitsvorgang gleichzeitig eine Wassergehaltsreduzierung und damit Bearbeitbarkeit des Bodens sowie eine eventuell erforderliche Festigkeitssteigerung zu erreichen. Dabei ist festzustellen, dass der Wassergehalt eines Bodens mit Hilfe von Weißfeinkalk deutlich stärker herabgesetzt wird, als es bei einer Zugabe von Zement der Fall ist. Höhere Festigkeiten werden hingegen typischerweise bei reinen Zementzugaben erreicht.

Die Vorteile beider Bindemittel können als Mischbinder genutzt werden, indem auf den Boden und die Bauaufgabe abgestimmte Mischungen aus Kalk und Zement eingesetzt werden. Während der Kalkanteil die Plastizität reduziert und Partikelaggregate, die sich mit der Zeit verfestigen, bildet, stärkt der Zementstein durch ein Tragskelett rasch das Porengefüge. In Anlehnung an die Prüfvorschrift TP BF-StB, Teil B 11.1 (FGSV, 2012) ist im Bild 1.15 ein Modell zur Erläuterung dieser synergetischen Wirkungsweise des Mischprodukts dargestellt.

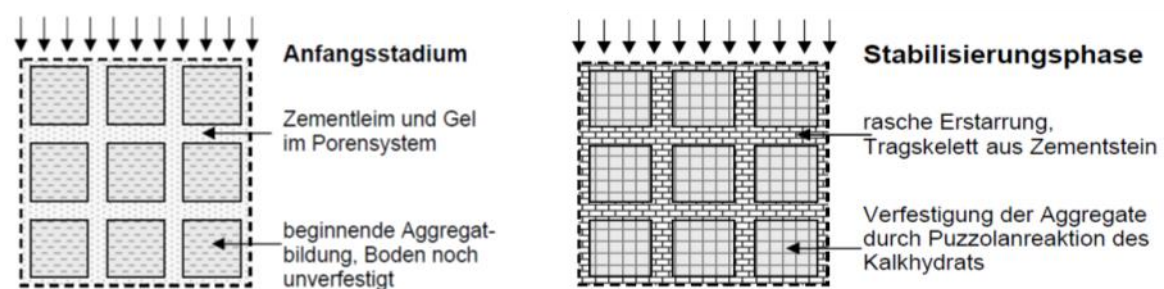


Bild 1.15: Modell zur synergetischen Wirkungsweise von Mischbindern. (Witt, 2005)

Die Bodenaggregate und das Tragskelett wirken im Verbund, wenn die Eigenschaften der beiden Komponenten hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens aufeinander abgestimmt sind. Der Vorteil liegt in

einem geringeren Bindemittelbedarf. Erfahrungswerte für optimale Mischungen sind in Tabelle 1.2 angegeben (Witt, 2005).

Tabelle 1.2: Erfahrungswerte zur Stabilisierung mit Mischbindern. (Witt, 2005)

| | | | | | | | | | | |
|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---------|
| GE - SE - GW - SW - GU - SU - GU* - SU* - UL - TL - UM - TM - UA - TA | | | | | | | | | | |
| Kalk/Zement | 0/100 | → | 20/80 | → | 30/70 | → | 40/60 | → | 50/50 | → 70/30 |
| Menge 2% - 6%, je nach Ziel der Stabilisierung | | | | | | | | | | |

Durch die Zugabe von Weißfeinkalk wird die Proctordichte stärker im Vergleich zum Zement reduziert und der optimale Wassergehalt verschiebt sich in Richtung der nassen Seite der Proctorkurve, Bild 1.16 (Schade, 2006). Mischbindemittel lassen sich in Abhängigkeit des Mischungsverhältnisses von Kalk und Zement zwischen diesen beiden Extremen einordnen.

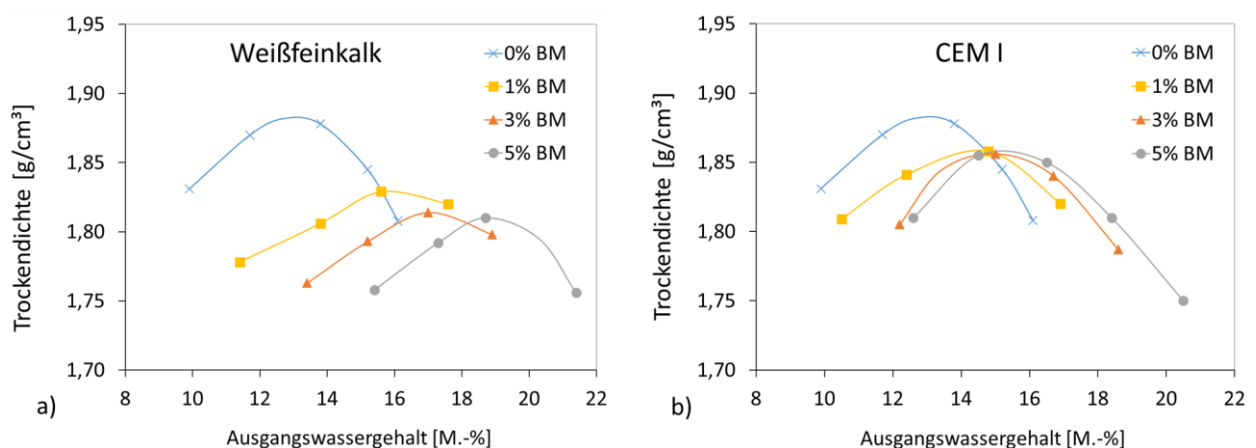


Bild 1.16: Einfluss der Bindemittel auf die Proctorkurven bei dem Boden TL, Reaktionszeit 1 Stunde. (Schade, 2006)

Einen wesentlichen Einfluss auf die Proctordichte und die Festigkeit hat die Reaktionszeit, gekennzeichnet als die Zeitspanne zwischen dem Einmischen des Zugabestoffes und der anschließenden Verdichtung. Eine Verlängerung dieser Reaktionszeit führt zu einer deutlichen Verringerung der erzielbaren Proctordichte bei gleichzeitiger Erhöhung des zugehörigen optimalen Wassergehaltes wie im Bild 1.17 dargestellt. Der Einfluss auf die Festigkeit wurde bereits im Bild 1.14 gezeigt.

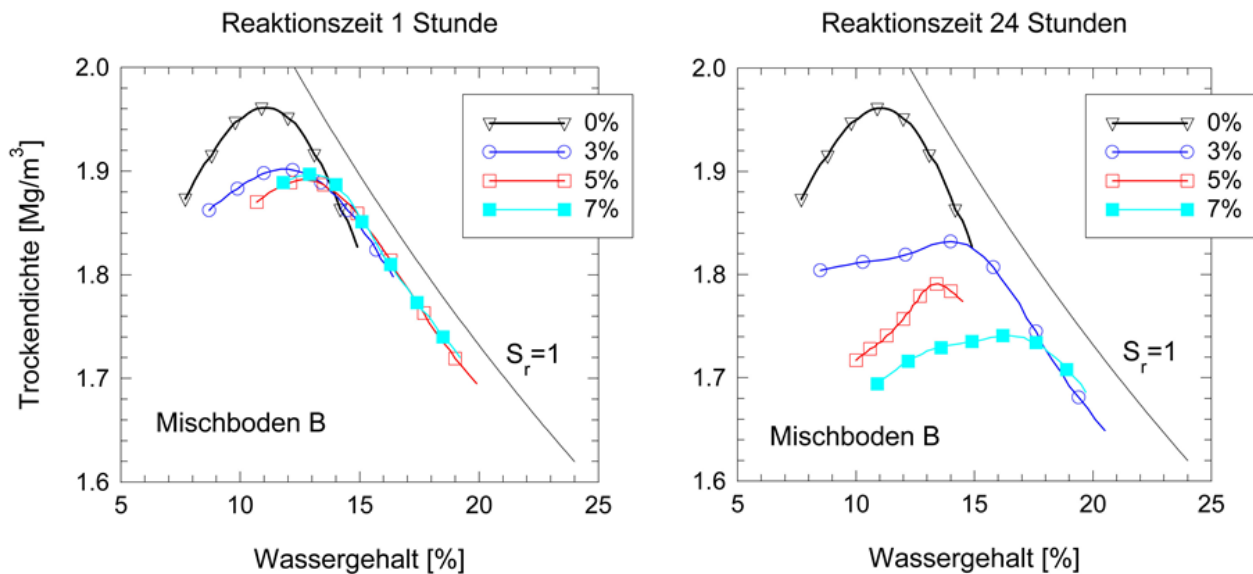


Bild 1.17: Proctorkurven von unvergüteten und vergüteten Bodenproben bei unterschiedlichen Bindemittelanteilen und Reaktionszeiten für einen Boden mit Mischbinder 40/60 (Kalk/Zement). (Becker & Vrettos, 2012)

Das Verhältnis von Zement zu Kalk hängt von der Anwendung und den erforderlichen technischen Eigenschaften ab. Vereinzelt kann auch Flugasche zu Zement hinzugefügt werden. Bild 1.18 zeigt die Reaktionsprodukte und einaxiale Druckfestigkeit von stabilisierten Böden mit unterschiedlichen Bindemitteln. In dieser Abbildung stehen die Symbole *c*, *l*, *s* und *f* für Zement (*cement*), Kalk (*lime*), Schlacke (*slag*) und Flugasche (*flue ash*); „cs (50:50)“ bezeichnet somit ein Bindemittel aus 50% Zement und 50% Schlacke in Massenprozent. Es zeigt sich deutlich, dass Kalk mehr puzzolanische Bodenreaktionsprodukte hervorbringt als andere Bindemittel, während Zement und Schlacke Zementreaktionsprodukte erzeugen; Flugasche produziert Reaktionsprodukte als puzzolanisches Bindemittel. Diese Produkte beeinflussen die kurz- und die langfristigen Festigkeiten stabilisierter Böden. Offensichtlich ergeben puzzolanische Bodenreaktionsprodukte geringere Kurzzeitfestigkeiten, führen allerdings zu höheren Langzeitfestigkeiten als Reaktionsprodukte bei einer Zementzugabe. Dies bedeutet, dass die Geschwindigkeit einer Festigkeitszunahme für puzzolanische Reaktionsprodukte langsamer ist als die der Zementreaktionsprodukte.

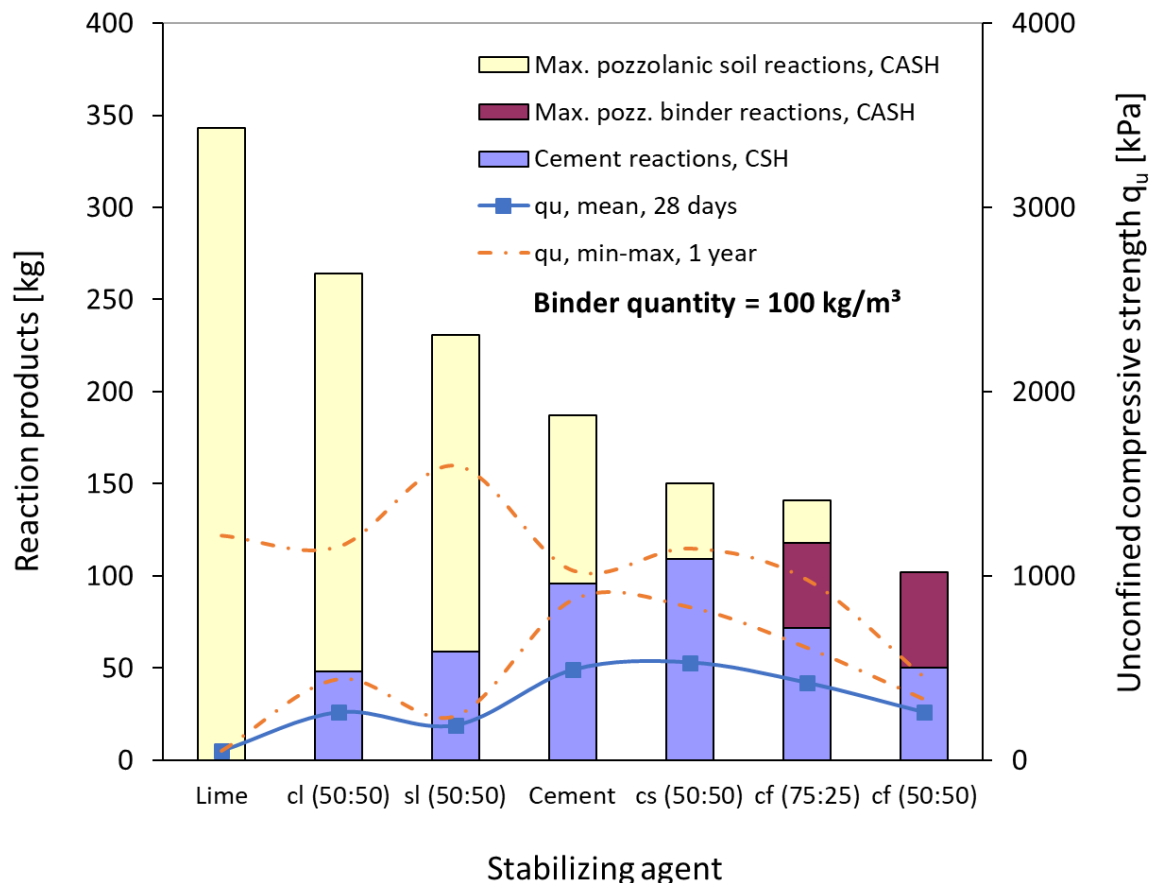


Bild 1.18: Reaktionsprodukte und einaxiale Druckfestigkeit von stabilisierten Böden mit unterschiedlichen Bindemitteln. (nach Ahnberg & Johansson, 2005)

1.6 Sulfatreaktionen beim Einsatz von hydraulischen Bindemitteln

Berechtigte Bedenken bei der Anwendung calciumbasierter Zusatzmittel bestehen, wenn der zu verbessernde Baugrund einen signifikanten Sulfatanteil aufweist. Nachweislich hat sich zwar gezeigt, dass die Beimischung von Kalk zu einer Reduzierung des Quellpotentials führt. In einer Vielzahl von Fällen kann es jedoch bei Langzeitreaktionen zur Bildung von „Sekundärmineralen“ wie Ettringite und Thaumasite kommen. Verbunden mit der Kristallbildung dieser Minerale ist eine deutliche Volumenzunahme im Baugrund, so dass es letztendlich über einen längeren Zeitraum zu Hebungen kommen kann.

Das Phänomen wurde erstmals von Hunter (1988) und Mitchell (1986) aufgegriffen. Es tritt auf, wenn relativ hohe Mengen an löslichen Sulfaten in dem Boden mit einem Tonanteil von mindestens 10% vorhanden sind. Sulfate sind häufig in verwitterten Böden, insbesondere in semiarider und tropischer Umgebungen zu finden. Sulfatträger im Boden ist meist natürlicher Gips (Calciumsulfat $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), untergeordnet aber auch Eisen(II)-sulfat als Verwitterungsprodukt von Pyrit. Des Weiteren muss Wasser vorhanden sein, um die Hydratbildung der Mineralien auszulösen.

Bei der konventionellen Anwendung von Verbesserungsverfahren mit Kalk oder Zement benutzen die Sulfate dieser Tone das zur Verfügung stehende Calcium und Aluminiumoxid um neue, unerwünschte Minerale, hauptsächlich Ettringit und Thaumasit, zu bilden. Ettringit, chemisch $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$, bildet ein komplexes Mineral, das als Reaktionsprodukt mit dem Calcium und den Aluminaten des Bodens entstehen kann. Das Mineral bildet sich im Porenraum eines mit Bindemitteln stabilisierten Bodens unter sehr begrenzten physikochemischen und hydrothermalen Bedingungen. Diese Mineralbildung ist mit einer nennenswerten Volumenvergrößerung verbunden, wobei dieser Quellvorgang den eines expansiven Tons deutlich übersteigt. Der ettringitbeladene Tonboden expandiert isotrop in alle Richtung, und führt beispielsweise bei Verkehrswegen zu deutlich sichtbaren Aufwölbungen. Pyrit, welches im Boden in natürlicher Form vorhanden ist, trägt zu diesem Phänomen in der Art bei, dass bei seiner Verwitterung Sulfatverbindungen wie beispielsweise Gips entstehen. Als Ausmaß einer solchen Veränderung der Kristallstrukturen gibt Das (2011) eine Volumenvergrößerung um etwa 240% und Quelldrücke von etwa 240 MPa an, wobei hierzu vorrangig die Ettringitbildung beiträgt.

Thaumasit entwickelt nur einen geringen Quelldruck und wirkt daher nur in geringem Maße volumenexpansiv (Witt, 2012). Dieses Mineral mindert jedoch die Festigkeit des verbesserten Bodens, insbesondere dann, wenn es sich als Umwandlungs- oder Zerfallsprodukt aus dem Ettringit bildet. Laboruntersuchungen zeigen, dass vorwiegend bei geringen Temperaturen Ettringit im Zuge des Alterns zu Thaumasit reagiert, wenn bei einem Sulfatüberschuss Sauerstoff zur Verfügung steht. Dies führt nach vorangegangenem Quellen bei einem mechanisch belasteten Boden zu einer allmählichen Festigkeitsabnahme und damit zu Eigensetzungen.

Je nach Verhältnis der Aluminate zu den Silikaten ($\text{Al}_2\text{O}_3 / \text{SiO}_2$) wird die Bildung von Ettringit begünstigt. Ein Silikatüberschuss favorisiert eher die Bildung von Trisulfaten bzw. Calciumsilikathydraten, was zur Verfestigung beiträgt und die Ettringitbildung mindert. Aluminate hingegen erzeugen Monosulfate, welche zum Ettringitaufwuchs benötigt werden. Tendenziell haben kaolinitische als gering bis nicht quellfähige bindige Böden gegenüber smektitischen (quellfähigen) Böden einen größeren Bestand an Aluminaten und unter sonst gleichen Bedingungen somit ein höheres Potential für einen schädigenden Ettringitaufwuchs. Insofern ist der Anteil und der Mineralbestand der Feinteilfraktion mitentscheidend.

Neben dem Mineralbestand wird Wasser zum einen in erheblichem Umfang für die Reaktion, zum anderen für die Lösung des Sulfates bei gipshaltigen Böden sowie für den konvektiven und diffusiven Transport des Sulfates benötigt. Als weitere Bedingungen sind ein stark basisches Milieu mit *pH*-Werten größer etwa 10,5 zur Freisetzung der Aluminate und eine Temperatur unter 20°C für die Reaktion erforderlich. Die Zugabe von Kalk oder Zement führt im Boden zu einer starken Erhöhung der Alkalität.

Die physikalischen und mineralogischen Zusammenhänge des Ettringitaufwuchses sind in der Betontechnologie reichlich erforscht (Stark & Wicht, 2001). Für die Bodenreaktionen liegen derzeit wenig quantitative Prognosemethoden oder standardisierte Strategien der Gefahrenabwehr vor. Einen Überblick und Vergleich derzeitiger internationaler Regelwerke und Empfehlungen findet sich in Schreber (2011) und Harris et al. (2005, 2006).

Eine erste Orientierung über den Grad der Mineralisierung gibt die elektrische Leitfähigkeit des Bodensättigungsextraktes. Messwerte kleiner 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ führen zu einer unkritischen Einstufung (Witt, 2012). Für eine weitere Bewertung ist der Sulfatgehalt im Porenwasser oder im Boden quantitativ zu bestimmen. Üblicherweise erfolgt die Sulfatbestimmung an einer eluierten Bodenprobe. Enthält eine solche Probe weniger als 0,2% lösliche Sulfate, so wird ein Einfluss als unwahrscheinlich angesehen. Bis zu 0,5% können moderate Schäden auftreten. Wenn die löslichen Sulfate zwischen 0,5% und 1% liegen, sind mäßige bis schwere Schäden wahrscheinlich und bei Anteilen von mehr als 1% ist mit schweren Schädigungen zu rechnen. Für derartige Fälle sind ergänzende Feld- und Laboruntersuchungen (Das, 2011;

Little & Petry, 1992) erforderlich. Zur Prognose und quantitativen Ermittlung des Quellmaßes dienen Freiquellversuche an bindemittelbehandelten Proben und an Referenzproben in Anlehnung an die Empfehlung Nr.11 des AK 19 der DGGT (Paul, 1986) oder als Pulverquellversuche (Thuro, 1993; Moormann & Knopp, 2015).

1.7 Zusammenfassung

Die Ertüchtigung eines Bodens mit den Bindemitteln Kalk und Zement gilt als Verfahren mit langer Tradition. Demzufolge liegen umfangreiche Erkenntnisse zu den Boden-Bindemittel-Mischungen vor. In dem vorliegenden Kapitel werden zunächst für beide Bindemittel die Wirkungsmechanismen und Anwendungsbereiche beschrieben. Es folgt die Darstellung typischer Eigenschaften und Einflussgrößen der Boden-Bindemittel-Gemische, insbesondere im Hinblick auf die Festigkeitsentwicklung.

2 Tonbeton

Neben der Vorgehensweise, einen vorhandenen Boden durch die Zugabe von Bindemitteln in situ zu verändern, besteht auch die Möglichkeit, anwendungsspezifisch ein entsprechend modifiziertes Bodenmaterial aus unterschiedlichen Komponenten zusammenzustellen und in gleicher Weise wie es auch bei Beton gängige Praxis ist, an den Einbauort zu liefern. Typische Beispiele für derartige Produkte sind sogenannte Flüssigböden oder auch der im Folgenden näher betrachtete Tonbeton.

2.1 Einleitung

Tonbetone werden vorwiegend als Material zur Herstellung von Dichtwänden eingesetzt. Für den sicheren Betrieb von Erdstaudämmen oder Wasserspeicher ist die Kontrolle der Durchsickerung um und durch den Dammkörper unabdinglich. Die dauerhafte Verhinderung derartiger Vorgänge kann durch den Einbau von Dichtungssystemen an der Dammoberfläche oder im Damminnern erreicht werden. Im DWA-Merkblatt M 512 (2012) sind die in der Praxis bei Erdbauwerken eingesetzten Oberflächen- und Innendichtungssysteme dargestellt. Hierzu gehören die Asphalt- und Betondichtungen, Kunststoffdichtungsbahnen sowie geosynthetische Tondichtungsbahnen. Hinzu kommen Spundwände und Innendichtungen aus hydraulisch gebundenen Dichtwandmassen, denen der Tonbeton zuzuordnen ist.

Die Herstellung von Dichtwänden fällt in den Tätigkeitsbereich des Spezialtiefbaus (Triantafyllidis, 2003). Dichtwände werden als Dichtungsschlitzwände bei großen Tiefen i. d. R. im Zweiphasenverfahren hergestellt, d. h. zuerst wird mittels einer Stützflüssigkeit ein Schlitz entsprechender Tiefe ausgehoben und dieser anschließend mit einem geeigneten Dichtwandmaterial verfüllt. Im Gegensatz zu dem Einphasenverfahren, bei dem die Stützflüssigkeit selbsterhärtend ist, wird beim Zweiphasenverfahren das Dichtwandmaterial im Kontraktorverfahren von der Schlitzwandsohle beginnend eingebracht. Damit die Stützflüssigkeit sicher nach oben verdrängt werden kann, ist neben einem Scherwiderstand u. a. auch eine ausreichend hohe Dichte des Materials gefordert, die aufgrund

der enthaltenen Gesteinskörnung deutlich über der von reinen Bentonit-Zement-Suspensionen für Einphasendichtwände liegt. Neben der Abdichtung von Staudämmen im Dammkörper dienen Dichtwände dazu, Unter- und Umläufigkeiten von Dammbauwerken zu verhindern, Mirghasemi et al. (2005), Langhagen et al. (2014). In der Umwelttechnik finden Untergrundabdichtungen Verwendung bei der Umschließung oder Einkapselung von Altlasten sowie an industriellen Altstandorten und Deponien, Xanthakos et al. (1994). Die Verfahrenstechnik ist seit langem etabliert und die Dichtigkeitsanforderungen durch Wahl von geeigneten Materialien beherrschbar.

DIN EN 1538 (2015) definiert Tonbeton als „Beton geringer Festigkeit und mit einem niedrigen Elastizitätsmodul, der in der Lage ist, größere Verformungen als normaler Beton auszuhalten“. Diese Norm besagt weiter, dass „Tonbeton in der Regel einen niedrigen Zementgehalt besitzt und mit einem hohen Wasserzementwert hergestellt wird. Er kann Bentonit und/oder anderes Tonmaterial und/oder andere Materialien wie Flugasche und Zusatzmittel enthalten.“

Tonbeton besteht üblicherweise aus folgenden Bestandteilen (DIN EN 1538, 2015):

- i) Hydraulische Bindemittel. Hier kommen vorwiegend Portlandzemente der Arten CEM I und CEM II zum Einsatz, untergeordnet auch CEM III-Zemente.
- ii) Wasser. Ein wesentlicher Unterschied zu herkömmlichen Betonen ist der Wasserzementwert (W/Z-Wert) oder Wasserbindemittelwert (W/B-Wert). Bei Tonbeton sind W/Z-Werte von 3 bis 4,5 oder höher keine Seltenheit.
- iii) Feinkörniges Material, vorwiegend Tone. Die verwendeten Tone, Bentonit oder Tonmehl, ersetzen einen Teil des bei Normalbetonen üblichen Zementanteils. Bentonit wird in Calciumbentonit, Natriumbentonit und aktiviertes Bentonit unterteilt, besteht hauptsächlich aus Montmorillonit und ist in Verbindung mit Wasser äußerst quellfähig (bis zu 800% Volumenvergrößerung). Tonmehle sind Mahlprodukte aus Kaolinit, Illit oder Smektit.

- iv) Zuschlagstoffe/Korngemische: Hier ist eine gut abgestufte Gesteinskörnung ohne Ausfallskörnung zu wählen. Wie in der Betontechnologie üblich, können der Mischung auch noch anwendungsspezifische Zusatzmittel wie Betonverflüssiger, Fließmittel oder Erstarrungsverzögerer zugemischt werden.

Erste Ansätze für ein gemischtkörniges Ausgangsmaterial von Tonbetonmischungen finden sich bei Breth (1955) mit folgender Empfehlung für eine Zusammensetzung: 1/3 Gew.-Anteile Ton + 1/6 Gew.-Anteile Sand + 1/2 Gew.-Anteile Kiessand. Jänke (1961) schlägt in Abhängigkeit des verwendeten Tons und der Ungleichförmigkeitszahl C_U des Grundstoffes folgende Bereiche für die Tonzugabe vor: Kiessand, $C_U = 4,9-5,11$: 10-11% Tonzugabe (bezogen auf die Grundstoffmenge), Mittelsand, $C_U = 1,27$: 19-22% Tonzugabe und feinsandiger Schluff, $C_U = 3,5-4,0$: 12-16% Tonzugabe. Die optimale Tonzugabe steigt mit wachsender Gleichförmigkeit des Grundstoffes an.

In der heute gängigen Praxis werden die Anteile der einzelnen Komponenten üblicherweise auf 1 m³ Tonbeton bezogen. Als Anhaltswerte findet man beispielsweise nach den ICOLD-Empfehlungen (ICOLD, 1985) folgende Bandbreiten an Mischungsverhältnissen: Zementanteil 120-280 kg/m³, Bentonit 15-70 kg/m³, Zuschlagstoffe (Sand und Kies) 1400-1600 kg/m³. Kommen Tone und/oder hydratisierter Kalk als Füllstoffe hinzu, so betragen deren Anteile für Ton 50-200 kg/m³ und 100-150 kg/m³ für Kalk.

Um eine möglichst hohe Lagerungsdichte und damit geforderte Eigenschaften im Staudammbau hinsichtlich der Eignung als Abdichtung zu erfüllen, ist für die Grundmaterialien des Tonbetons eine gut abgestufte Korngrößenverteilung zu wählen, vgl. Gl. (1.1). Da die gewünschten gemischtkörnigen ideal-abgestuften Erdstoffe in der Natur nur selten zur Verfügung stehen, ist oftmals eine weitere Verbesserung der Korngrößenzusammensetzung durch die Zugabe von tonigen oder sandig-kiesigen Bestandteilen notwendig. Die im Bild 2.1 dargestellten Korngrößenverteilungen von Tonbetonmischungen lassen das charakteristische langgestreckte Kornband typischer Mischungen erkennen (Striegler & Werner, 1969). Ebenso im Bild 2.1 eingetragen ist die Korngrößenverteilung für den empfohlenen Bereich an Zuschlagsstoffen, wie sie bei „weichen“ Betonen (Kontraktorbeton) für eine maximale

Aggregatgröße von 20 mm bzw. 16 mm entsprechend der allgemeinen Empfehlung zur Optimierung der Lagerungsdichte eingesetzt werden (ÖBV, 2009). Das Gewichtsverhältnis zwischen feinem und grobem Material (Sand zu Kies) soll etwa Eins betragen (Tamaro, 1988).

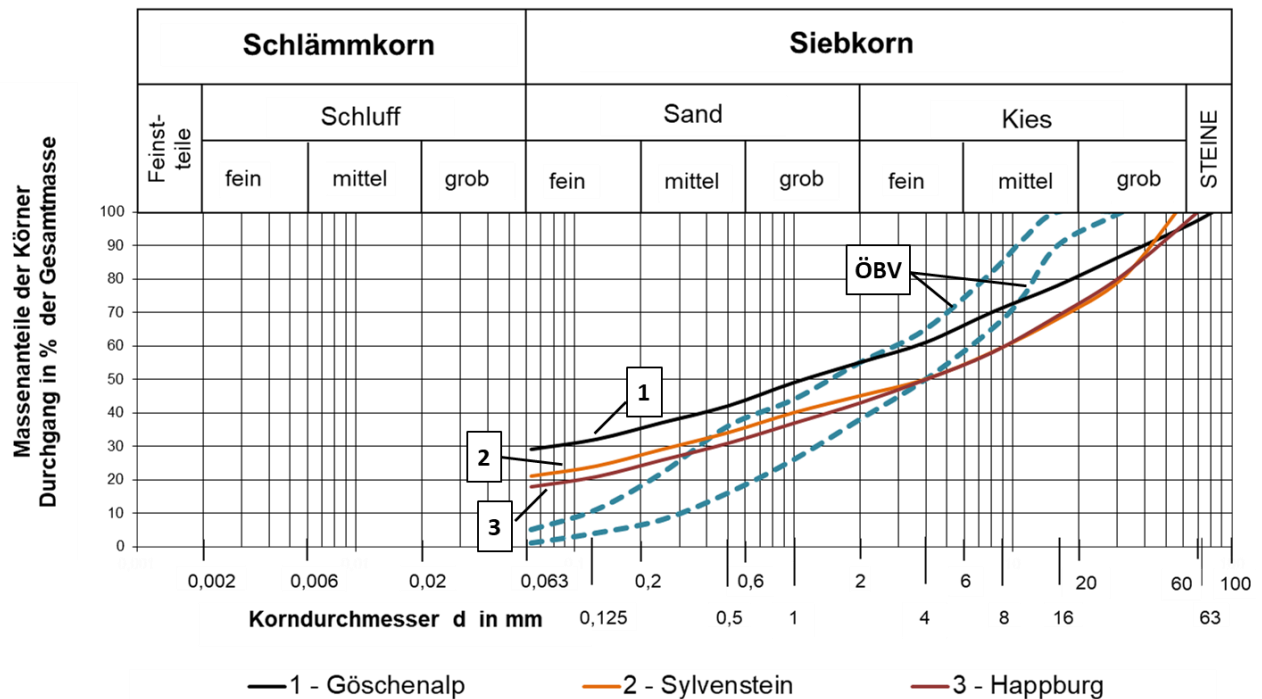


Bild 2.1: Korngrößenverteilungen von Tonbeton (Striegler & Werner, 1969) sowie von „Weichen Betonen“ (Kontraktorbeton) nach dem Merkblatt. (ÖBV, 2009)

2.2 Eigenschaften von Tonbeton

Nach DIN EN 1538 (2015) sind Tonbetone „in Übereinstimmung mit den bautechnischen Unterlagen so herzustellen, dass sie die geforderte Verformbarkeit und Durchlässigkeit in Verbindung mit einer ausreichenden Verarbeitbarkeit und Festigkeit aufweisen“.

Somit sind die Eigenschaften nicht nur für den späteren Zustand, nach einer Aushärtung, sondern auch bereits für den Frischbeton bzw. als Suspension von Beginn des Mischens an bis zum Ende des Betoniervorganges nachzuweisen.

Im erhärteten Zustand muss für den Tonbeton die je nach Anwendungsfall geforderte Verformbarkeit und Durchlässigkeit sowie eine ausreichende Festigkeit nachgewiesen werden. Darüber hinaus können projektbezogen erhöhte Anforderung an den Erosionswiderstand und die Beständigkeit gegenüber chemischem Angriff bestehen.

2.2.1 Eigenschaften der Bentonit-Zement-Suspension und des Frischbetons

Dichtwandbetone müssen i. d. R. über weite Strecken gepumpt bzw. transportiert werden. Die Anforderungen an derartige Betone sind bei der Verwendung als Schlitzwandbeton im Wesentlichen in DIN EN 206 (2017) gefasst und beinhalten: i) hoher Widerstand gegen Entmischung, ii) hohe Plastizität und Zusammenhalt, iii) gute Fließfähigkeit und iv) die Fähigkeit, sich selbst ausreichend zu verdichten.

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, sind entsprechende Ansprüche an die Rheologie des Frischbetons zu stellen. Die Abhängigkeit der Rheologie eines Frischbetons von dessen Zusammensetzung und den unmittelbaren Bezug zu den beiden maßgeblichen Eigenschaften Verarbeitbarkeit und Stabilität wird im Bild 2.2 deutlich (Tremie Concrete, 2012). An Kontraktorbetone für den Einsatz als Schlitzwand- bzw. Bohrpfehlbeton werden nahezu gleiche Anforderungen gestellt wie sie auch für Dichtwandbetone, und damit entsprechend für Tonbetone, formuliert werden. Es ist ersichtlich, dass die geeignete Auswahl verfügbarer Ausgangsstoffe entscheidend für die Qualität des erhärteten Dichtwandbetons ist.

Hinsichtlich ihrer Zusammensetzung als Wasser-Feststoff-Gemisch weist Tonbeton im frischen Zustand zunächst die rheologischen Eigenschaften einer Bentonit-Zement-Suspension auf, bei Zugabe von Sanden erfolgt der Übergang zu einer „zähen“ Flüssigkeit in Form eines Mörtels und zusammen mit der Grobfraction letztendlich zu einem Beton.

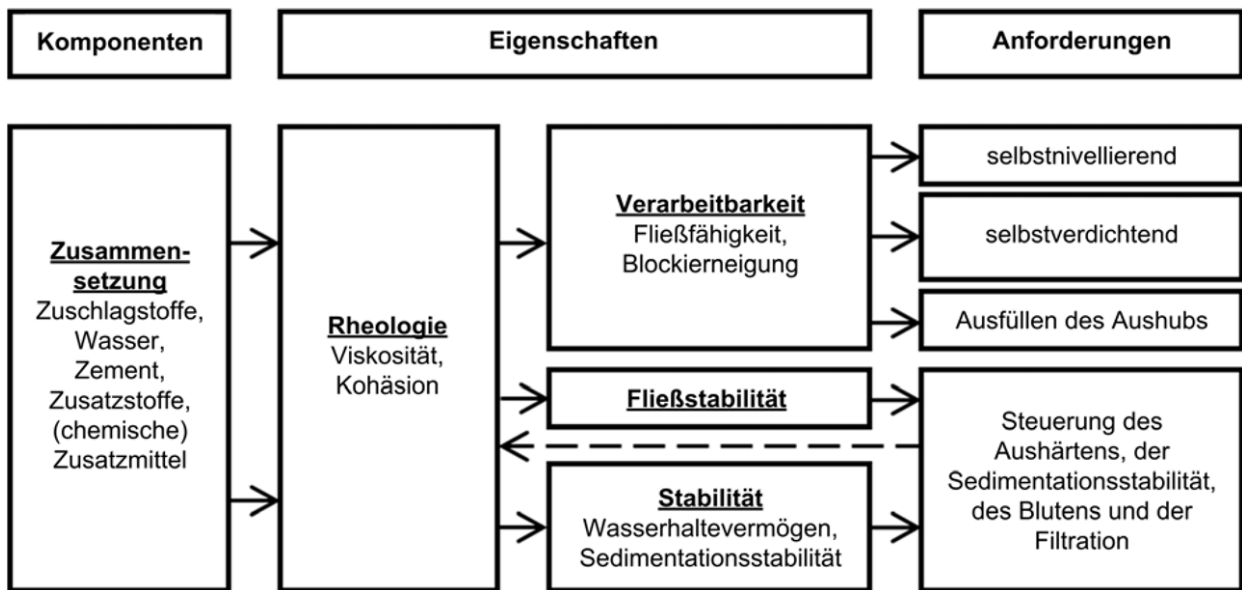


Bild 2.2: Zusammenhang zwischen Betonzusammensetzung, der hieraus resultierenden Rheologie, prüfbaren Eigenschaften des Frischbetons und Anforderungen an Beton für Schlitzwände und Bohrpfähle. (nach Tremie Concrete, 2012)

2.2.2 Rheologie

Zu den wichtigsten Eigenschaften, die das Verhalten einer Suspension charakterisieren, zählen als rheologische Eigenschaften die Viskosität, Fließgrenze sowie Thixotropie. Als physikalische Eigenschaft ist die Dichte zu nennen. Eine weitere Eigenschaft, wie beispielsweise die Stabilität der Suspension hängt mit der Bildung des Filterkuchens und der Filtratwasserabgabe der Suspension zusammen.

Als Fließgrenze τ_F ist diejenige Scherspannung definiert, bei deren Überschreitung in einer Stützflüssigkeit das Fließen eintritt. Bis zu dieser Grenze verhält sich die Suspension ähnlich wie ein Festkörper, nach der Überschreitung der Grenze wie eine Flüssigkeit. Bis zur Fließgrenze kann eine Suspension eine geringfügige Belastung aufnehmen, unabhängig von der Viskosität des Materials. Die Viskosität, abgebildet über den Viskositätskoeffizienten η , ist ein Maß für die Zähflüssigkeit der Suspension. Bei einer idealen *Newtonschen* Flüssigkeit mit linearviskosem Materialverhalten sind die Schubspannung τ und das Schergefälle $\dot{\gamma}$ (auch mit D bezeichnet) linear über die Proportionalitätskonstante η verknüpft. Bei

sogenannten *Binghamschen* Flüssigkeiten gilt dieser Zusammenhang erst nach Überschreiten einer Anfangsscherfestigkeit $\tau_F = \tau(D=0)$.

Suspensionen mit Bentonitanteilen verhalten sich nun weder als *Newtonsche* noch als *Binghamsche* Flüssigkeit, sondern eher wie eine thixotrope Flüssigkeit. Diese Stoffe unterscheiden sich von den einfachen plastischen Flüssigkeiten durch das Auftreten einer statischen und einer dynamischen Fließgrenze. Der Quotient aus diesen beiden Größen wird als Thixotropiezahl bezeichnet. Das Bild 2.3 verdeutlicht dieses typische Materialverhalten: Zunächst befindet sich die Flüssigkeit in Ruhe. Prägt man nun eine Kraft (Schubspannung) in die Flüssigkeit ein, tritt erst nach Überschreiten der statischen Schubspannung τ_F eine Bewegung auf und es bedarf keiner zusätzlichen Einwirkung, um höhere Geschwindigkeiten zu erzeugen. Dies gilt bis zu einem bestimmten Wert des Schergefälles. Ab diesem Wert muss dann auch eine höhere Schubspannung eingebracht werden, um einen höheren Wert des Schubgefälles zu erzeugen. Wird nun nach einer solchen Bewegungsphase die Schubspannung wiederum reduziert, vermindert sich auch die Schubgeschwindigkeit bis zu einem Wert $\tau_{F\text{ dyn}} < \tau_F$.

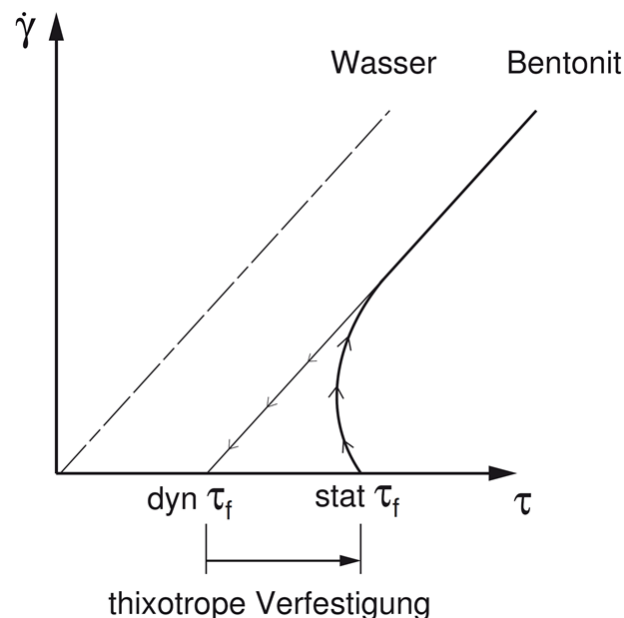


Bild 2.3: Schergefälle $\dot{\gamma}$ als Funktion der Schubspannung τ .

Zu beachten bei den genannten Untersuchungen ist die Berücksichtigung einerseits ausreichender Misch- und Quellzeiten (Schöber et al., 2012;

Praetorius & Schöber, 2015), die je nach Ton-/ Bentonitart deutlich variieren können. Andererseits startet insbesondere mit dem Einbringen des Zements der Erstarrungsprozess, Bild 2.4, der durch den Bentonitanteil nur unwesentlich gebremst wird (Caron, 1973; Durham, 1996).

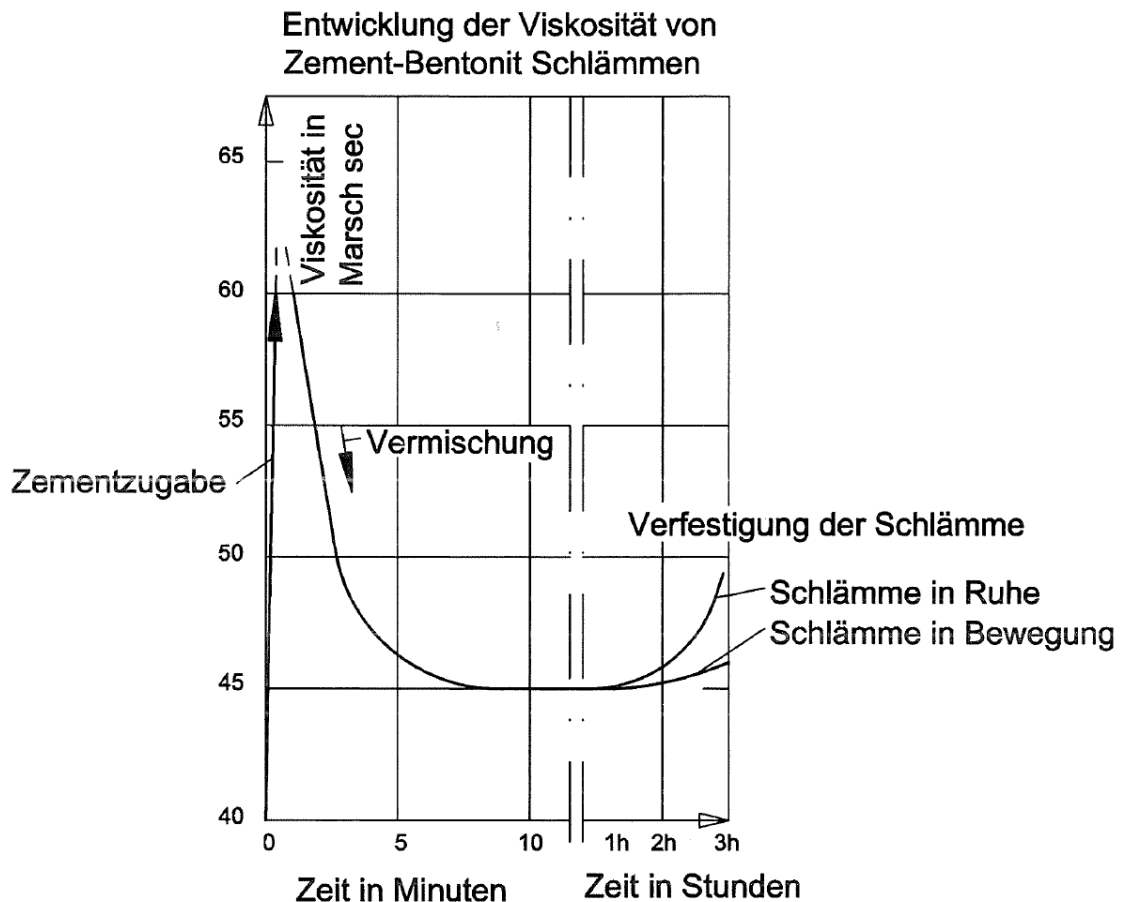


Bild 2.4: Entwicklung der Viskosität einer Bentonit-Zement-Suspension in Abhängigkeit der Erstarrungszeit. (nach Caron, 1973)

Für die Untersuchung der Eigenschaften der reinen Bentonit-Zement-Suspension stehen die Prüfverfahren nach DIN 4127 (2014) zur Verfügung (Triantafyllitis, 2003). Als maßgebliche Kenngrößen, die das Verhalten einer Suspension beschreiben, sind dort die statische und dynamische Fließgrenze, die Filtratwasserabgabe und Suspensionsdichte sowie das Fließverhalten genannt. Hierzu kommen als Versuchsgeräte die Kugellarfe (Ermittlung von τ_F), das Rotationsviskosimeter (dyn τ_F), die Filterpresse (Bestimmung der Filtratwasserabgabe), der Marsh-Trichter (qualitatives Maß für die Viskosität) und die Spülungswaage (Suspensionsdichte) zum Einsatz.

Letztendlich sind die Frischbetoneigenschaften eines Tonbetons für den Verarbeitungsprozess von Bedeutung. Dementsprechend finden sich in der Fachliteratur nur wenige Angaben zu Bentonit-Zement-Suspensionen von Tonbetonmischungen. Für eine exemplarisch untersuchte Tonbeton-Mischung geben Becker und Vrettos (2015) die folgenden Parameter aus Laboruntersuchungen an:

stat $\tau_F = 5,87 \text{ N/m}^2$, dyn $\tau_F = \tau_{500} = 4,79 \text{ N/m}^2$ (bei $D = 500 \text{ s}^{-1}$, Temperatur 20°C), Auslaufzeit aus dem Marsh-Trichter 37 s bis 39 s je 946 ml Suspension, Filtratwasserabgabe ca. 40 ml, Dicke des Filterkuchens ca. 4 mm, Dichte $\rho = 1,24 \text{ Mg/m}^3$.

Insbesondere weil der Tonbeton als Dichtwandbeton unter einer Stützflüssigkeit in Analogie zum Selbstverdichtenden Beton (SVB) steht, können nicht nur entsprechende Herstellungs- und Prüfverfahren (DIN EN 206, 2017) dieser Technologie übertragen, sondern auch entsprechende rheologische Betrachtungen übernommen werden. Zur Charakterisierung und Beschreibung des rheologischen Verhaltens von Frischbeton stehen geeignete Modelle und Messmethoden zur Verfügung (Banfill, 2006; Roussel, 2012).

Als gängige rheologische Modelle, welche die Materialeigenschaften von SVB zufriedenstellend erfassen, dient der bereits genannte Zusammenhang nach Bingham oder dem Materialverhalten entsprechend, die empirische Beziehung von Herschel-Bulkley (De Larrard et al., 1998) mit den drei materialbezogenen Parametern τ_0 , k und n :

$$\tau = \tau_0 + k \cdot \dot{\gamma}^n \quad (2.1).$$

Für $n = 1$ geht die Beziehung in das Bingham-Modell über. Das für SVB typische dilatante Fluidverhalten (scherverdickend, *shear-thickening*,) wird durch $n > 1$, eine Abnahme der Viskosität mit der Scherrate bzw. Schubspannung (Scherverdünnung, *shear-thinning*), durch $n < 1$ beschrieben.

Einen Vergleich beider Modelle zeigen Feys et al. (2007) für Viskosimeter-Versuche an einer Referenzmischung eines SVB, Bild 2.5. Die Anwendung des Bingham-Modells führt hier zu einer negativen, physikalisch nicht möglichen Fließspannung. Der nichtlineare Zusammenhang zwischen Schubspannung und Schergefälle wird mittels des Parameters n in dem

Herschel-Bulkley-Modell zwar beschrieben, allerdings besitzt der Materialparameter n eine variable Dimension. Im Bereich kleiner Schergefälle wird die Fließspannung überschätzt.

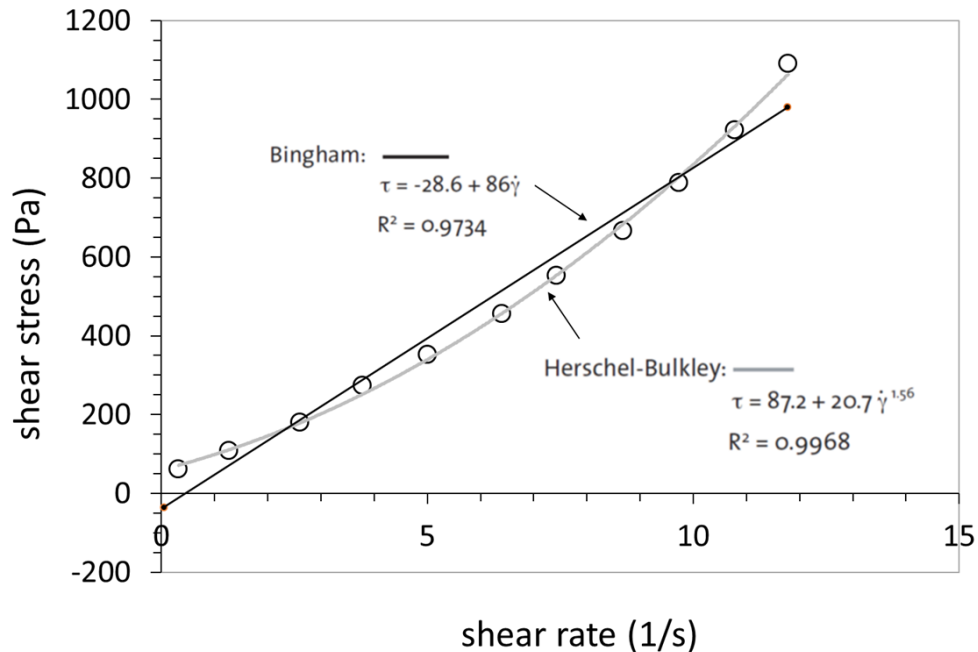


Bild 2.5: Vergleich des Bingham-Modells und des Herschel-Bulkley-Modells für Versuchsergebnisse an einer Mischung aus SVB. (Feys et al., 2007)

In gleicher Weise wie bei SVB Mörtel und Grobzuschlag nicht entmischt werden dürfen, muss bei Tonbeton die Bentonit-Zement-Suspension den nichtbindigen Zuschlag in der Schwebe halten. Für ein ruhendes Fluid lässt sich aus einer Kräftebilanz am Einzelkorn folgender Zusammenhang herleiten (Vogel, 2005):

$$\frac{\tau_{0,M}}{d \cdot g \cdot |\Delta\rho_{K-M}|} = \Lambda \quad (2.2).$$

Dieses sogenannte Λ -Kriterium liefert einen Zusammenhang zwischen der Fließspannung $\tau_{0,M}$ des Mörtels (hier: Bentonit-Zement-Suspension), einem repräsentativen Korndurchmesser d des Zuschlags und einer Differenzdichte $|\Delta\rho_{K-M}|$ zwischen den Korndichten des Zuschlags und des Mörtels. Die Konstante g ist die Erdbeschleunigung. Der Wert von Λ beinhaltet

Korngeometrie und Lageorientierung in dem Fluid (Mörtel) und kann für natürliche Körnungen zu $\lambda \approx 0,3$ angenommen werden. Mit Hilfe von Gl. (2.2) lässt sich somit entweder eine erforderliche Fließspannung des Fluid oder ein geeigneter Zuschlag abschätzen.

Der Frischbeton kann in Analogie zu Böden als ein Drei-Phasen-Material angesehen werden. Neben einem Feststoff existieren eine Wasserfraktion sowie ein Luftanteil. Die große Variationsbreite in einem Boden, beispielsweise zwischen einem Ton und einem grobkörnigen Sand, findet eine physikalische Ähnlichkeit zu Beton. Allerdings sei darauf hinzuweisen, dass keine chemische Vergleichbarkeit zwischen den beiden Materialien besteht. Böden reagieren i. d. R. deutlich weniger reaktiv. In einem Boden können beispielsweise elektrochemische Bindungen, Porenwassers oder auch die Plastizität des Bodens für längere Zeit aufrechterhalten werden, als dies bei Beton unter vergleichbaren Bedingungen der Fall ist.

Die physikalische Ähnlichkeit kann jedoch in der Form ausgedehnt werden, dass sowohl Frischbeton als auch ein kohäsiver Boden eine Plastizität besitzen, die von dem Verhältnis der Wasserphase zu den weiteren Phasenanteilen abhängt. Ohne Berücksichtigung der einsetzenden Hydratation beim Beton, ist der Unterschied im Materialverhalten zwischen den beiden Stoffen ausreichend klein genug, um Frischbeton als bodenähnliches Material beschreiben zu können, welches sowohl eine Kohäsion als auch innere Reibung besitzt. Wenn die Hydratation um eine Zeitdauer verzögert werden kann, innerhalb der der Frischbeton in dem plastischen Zustand verbleibt, können bewährte Versuchsmethoden des geotechnischen Versuchswesens zur Ermittlung des Materialverhaltens eingesetzt werden. Uzomaka (1969) untersuchte das Verhalten unterschiedlicher Tonbetonmischungen in frischem Zustand mit Hilfe von Kompressions-, Durchlässigkeits- sowie Triaxialversuchen. Auf der Basis dieser Ergebnisse kommt er zu dem Schluss, dass sich die untersuchten Tonbetone in frischem Zustand, mit den o. g. Annahmen und Einschränkungen, physikalisch wie ein aufbereiteter, toniger Boden verhält. Weitere Untersuchungen finden sich bei Moffat und Uzomaka (1970).

Um die Verarbeitbarkeit des Frischbetons zu prüfen, können entsprechende Verfahren verwendet werden, wie sie bereits für SVB in den Teilen 8 bis 12 der Norm DIN EN 12350 (2010) zur Verfügung stehen. Allerdings müssen

die einzuhaltenden Prüfkriterien wie beispielsweise Grenzen für das Setzfließmaß, für die Fließzeit und die Betonspiegeldifferenz in der sogenannten L-Box neu definiert werden (Beckhaus, 2011). Hintergrund der Forderung überarbeiteter Prüfmethoden ist, dass das bisher international übliche Setzmaß (*Slump*-Test) nicht mehr als ausreichend charakterisierend verstanden wird. Zwar ist es grundsätzlich so, dass mit höherem Setz- bzw. dem in Deutschland üblichen Ausbreitmaß sowohl eine niedrigere Viskosität als auch niedrigere Fließgrenze zu erwarten ist, insbesondere bei der Zugabe von Bentonit ist die absolute Vergleichbarkeit verschiedener Betonmischungen jedoch nicht unbedingt gegeben (Beckhaus, 2011). Mit der Verwendung von Bentonit ist eine hohe Fließfähigkeit erreichbar, ohne ein geringes Zusammenhaltevermögen in Kauf nehmen zu müssen. Diese Befürchtung eines exzessiven Entmischens von Beton mit hohem Ausbreitmaß bzw. Setzmaß ist berechtigt für Betone, und hierzu gehört der Tonbeton, die durch einen hohen Wasseranteil auf die fließfähige Konsistenz gebracht werden.

In der Richtlinie des *Concrete Institute of Australia* (Tremie Concrete, 2012) werden zur Eignungsprüfung für die Betonzusammensetzung neben dem Setzmaß weitere Tests vorgeschlagen. Durch den Vergleich mit dem ebenfalls abgeprüften Setzmaß reicht dieses dann als Prüfkriterium für entsprechende Kontrolluntersuchungen in situ aus. Als weitere Prüfverfahren sind in der Richtlinie neben dem bekannten L-Box-Verfahren die Untersuchung des Wasserrückhaltevermögens sowie des Erstarrungsverhaltens genannt. Das Wasserrückhaltevermögen eines Frischbetons lässt Rückschlüsse auf die Stabilität des Mörtels zu (Hemrich et al., 2014). Das Erstarrungsende kann entweder mit dem Vicat-Penetrationsverfahren nach DIN EN 480-2 (2006) am Mörtel oder am Frischbeton mit Hilfe des Knetbeuteltests bestimmt werden. Der Knetbeuteltest (DIN 18218, 2010) bietet den Vorteil, dass hierbei die tatsächliche Betonmischung einschließlich aller Zusätze verwendet wird und das Prüfverfahren baustellentauglich ist.

2.2.3 Eigenschaften des erhärteten Tonbetons

Seit den 1980er Jahren haben sich folgende Spannbreiten für spezifischen Eigenschaften eines Tonbetons etabliert (Gao et al., 2011):

- i) Der Wasserdurchlässigkeitskoeffizient bei einem Einbau als Abdichtung in Dämmen liegt im Bereich von 10^{-8} m/s bis 10^{-10} m/s.
- ii) Als kritischer hydraulischer Gradient, der zu einem Versagen infolge Durchsickerung führt, ist ein Wert von mindestens 200 bis 300 gefordert.
- iii) Der Elastizitätsmodul des eingebauten Tonbetons besitzt etwa den 4 bis 5fachen Wert des Moduls, den der umgebende Boden aufweist und sollte üblicherweise einen Wert von 2000 MPa nicht überschreiten.
- iv) Für die einaxiale Druckfestigkeit werden Werte zwischen 1 MPa und 5 MPa angestrebt, wobei sich das Verhältnis zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit im Bereich zwischen 150 und 500 bewegen sollte. Die genannten Durchlässigkeiten sowie Druckfestigkeiten lassen sich i. A. leicht erreichen. Auch kann der Erosionswiderstand bei diesen Druckfestigkeiten als nachgewiesen angenommen werden (DWA-Merkblatt M 512, 2012).

Obwohl Tonbeton mittlerweile auch als etablierter Baustoff bezeichnet werden kann, beschäftigt sich wenig Fachliteratur mit der Beschreibung der Materialeigenschaften. Erste, standort- und projektspezifische Untersuchungen finden sich bei Breth (1955). Systematische Reihenuntersuchungen an mehreren Grundmaterialien, denen bis zu 25% zweier verschiedener Tone beigemischt wurden, führten Jänke (1961) zu folgenden Erkenntnissen:

- i) Das Verformungsverhalten des Tonbetons wird vom Ungleichförmigkeitsgrad und der wirksamen Korngröße des Grundstoffes sowie von der Menge des zugegebenen Tones beeinflusst. Hierbei wirkt sich die Art des verwendeten Tones nur wenig aus. Als bedeutungsvolles Ergebnis stellt der Autor heraus, dass bei gleicher Tonzugabe für stärker ungleichförmigere Materialien die Verformbarkeit des Tonbetons um ein Vielfaches größer ist als für sehr gleichförmiges Material. Hinsichtlich der Zusammendrückbarkeit

weisen Tonbetonmischungen mit feinerem gemischtkörnigem Grundstoff günstigere bautechnische Eigenschaften auf als Mischungen mit grobem Grundstoff gleichen Ungleichförmigkeitsgrades.

- ii) Im Gegensatz hierzu wird das Scherverhalten der Tonbetonmischungen im Wesentlichen von der Art und Menge des zugegebenen Tones und nur untergeordnet von der Art und Kornverteilung des Grundstoffes bestimmt, wobei die Scherfestigkeitsparameter der verschiedenen Grundstoffe nur sehr geringfügig unterschiedlich war, während die Werte der beiden Tone stark voneinander abwichen. Je nach Mischung variierte der Scherfestigkeitswinkel zwischen etwa 32° und 40° bei einer Kohäsion von bis zu 11 kPa.
- iii) Die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte wiesen eine große Streubreite auf. Tendenziell wurde festgestellt, dass Tonbeton mit feinkörnigem Grundstoff auch bei erhöhter Tonzugabe nicht die Dichtigkeit von Tonbeton mit gröberem Grundstoff erreichte. Letztere übertraf teilweise sogar noch die Dichtigkeit des verwendeten Tones.

Tonbetone wurden bis zu den 1990er Jahren nur zögerlich als Baustoffe eingesetzt, nicht zuletzt deshalb, da bis zu diesem Zeitraum nur wenige Erkenntnisse zum Materialverhalten vorlagen. In einem umfangreichen Forschungsprogramm wurden von Kahl et al. (1991) maßgebliche Eigenschaften und Einflussparameter untersucht und in einem Bericht als *Technical Report REMR-GT-15* des *US Army Corps of Engineers* dokumentiert. Für eine große Spannbreite an Wasser-Zement-Verhältnissen, Bentonitanteilen und Prüfzeiten findet man die Ergebnisse einaxialer Druckfestigkeiten, Triaxialversuchen und Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten sowie Angaben zu Zug- und Biegezugfestigkeiten und zur Erosionsstabilität. Ein Überblick über die Ergebnisse, ergänzt um aktuelle Fachliteratur, soll im Folgenden erläutert werden.

Sowohl der Bentonitanteil als auch der Wasser-Zement-Wert hat einen deutlichen Einfluss auf die Festigkeit des Tonbetons. Bild 2.6 zeigt als Ergebnisse einaxialer Druckversuche die ermittelten Festigkeiten von Tonbetonproben in Abhängigkeit des Wasser-Zement-Wertes bei unterschiedlichen Bentonitgehalten (Kahl et al., 1991). Wie zu erwarten, nimmt der Wert der einaxialen Druckfestigkeit sowohl mit steigendem W/Z-

Wert als auch mit zunehmendem Bentonitanteil für ein einheitliches Probenalter deutlich ab. Zur Verdeutlichung der Zusammenhänge sind Proben mit gleichem Bentonitgehalt in der Abbildung mit einer Box umrahmt.

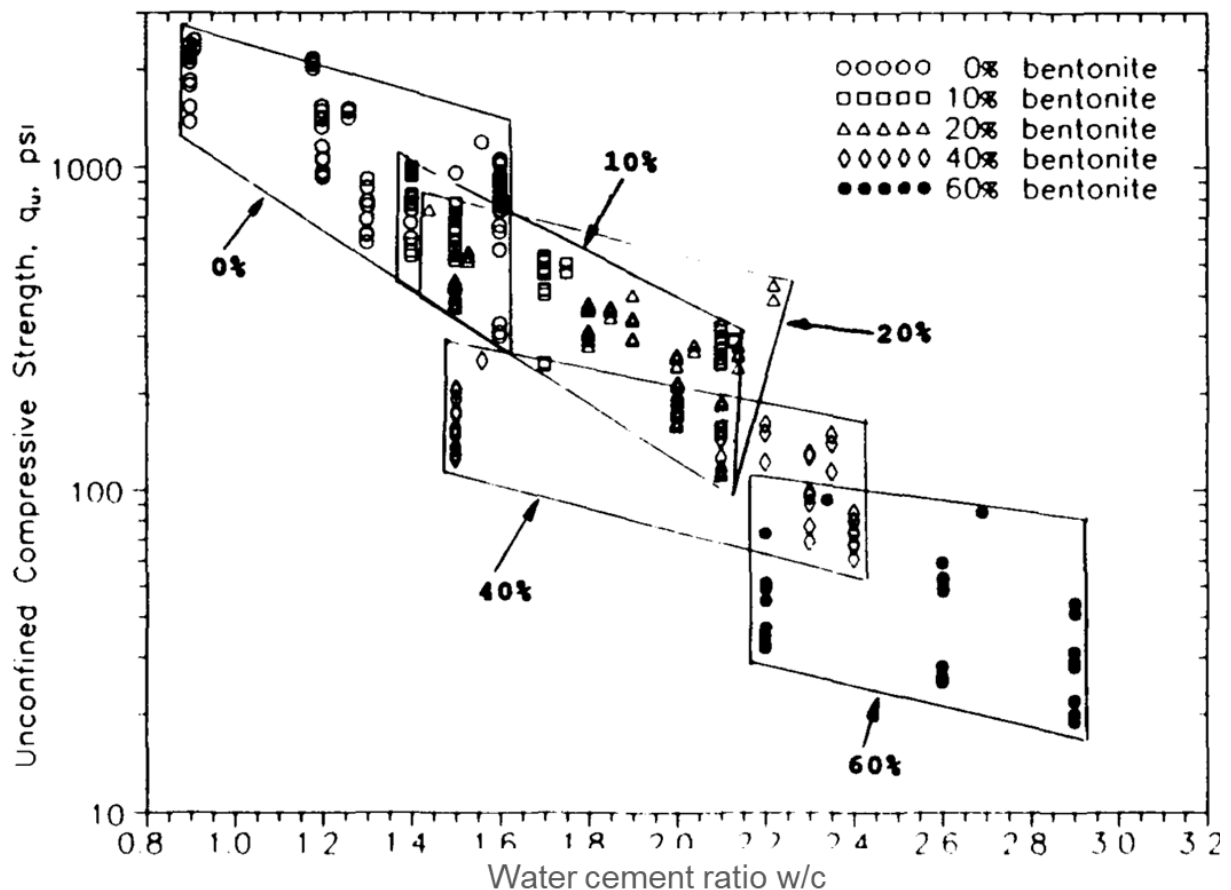


Bild 2.6: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit des W/Z-Wertes für Tonbeton mit unterschiedlichem Bentonitgehalt. (Kahl et al., 1991)

Bei der Berücksichtigung einer Nacherhärtung zeigt sich ebenso der Einfluss des Wasser-Zement-Wertes. Hierbei ist festzustellen, dass mit höherem W/Z-Wert auch mit einer größeren Nacherhärtung zu rechnen ist. Im Bild 2.7 ist die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit für unterschiedliche Bentonitanteile einer reinen Bentonit-Zement-Suspension dargestellt (Carl & Strobl, 1976). Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Festigkeitsentwicklung des Betons im Wesentlichen nach 28 Tagen abgeschlossen ist, wohingegen die Probekörper der Suspension bei einem W/Z-Wert zwischen 3,3 und 5 erst nach 60 Tagen Wasserlagerung ca. 80% ihrer jeweiligen Endfestigkeit erreichen.

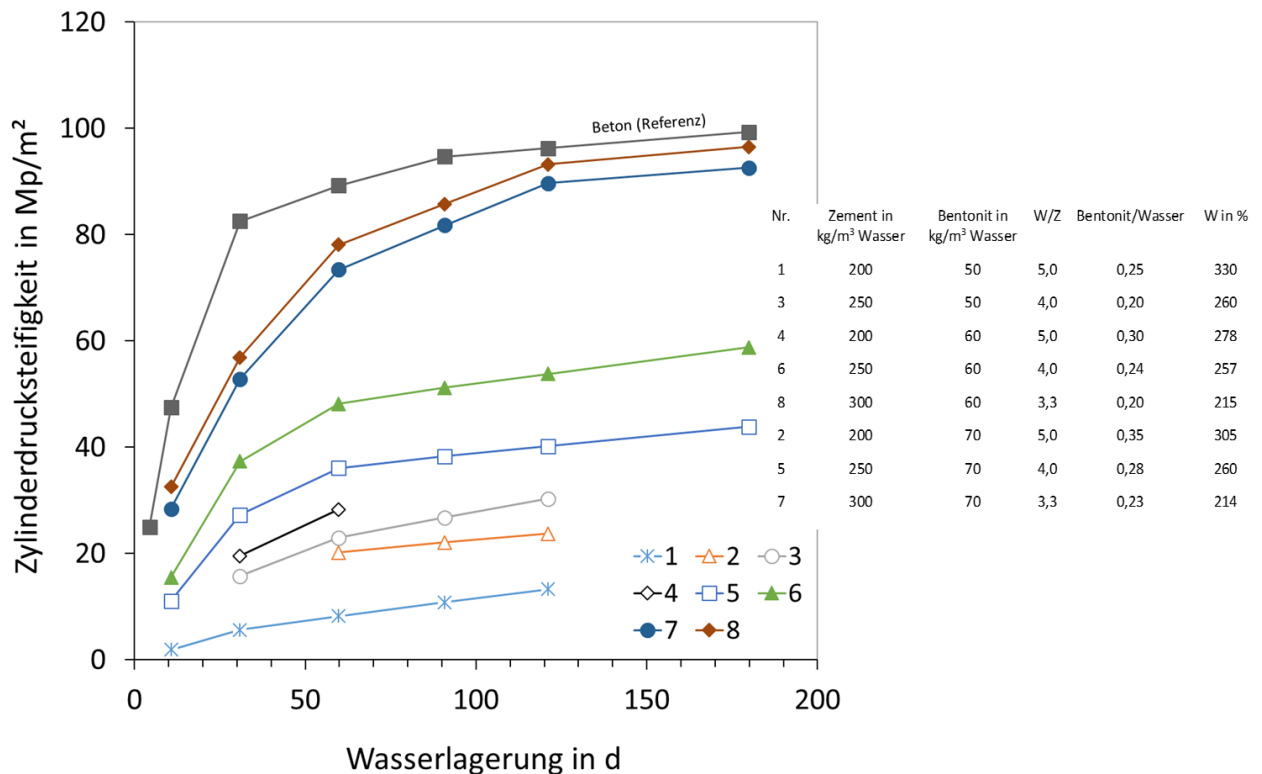


Bild 2.7: Einaxiale Druckfestigkeit von Bentonit-Zement-Suspensionen in Abhängigkeit der Wasserlagerungsdauer. (nach Carl & Strobl, 1976)

Neben dieser materialspezifischen Eigenschaft spielt das Probenalter eine Rolle. Die zeitliche Entwicklung der Festigkeit, hier wiederum als einaxiale Druckfestigkeit (Becker & Vrettos, 2015) dargestellt, wird aus den Arbeitslinien im Bild 2.8 deutlich.

Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit nimmt die Festigkeit mit der Zeit t weiterhin zu, wobei die Zunahme i. A. mit einer, für Betone üblichen, logarithmischen Gesetzmäßigkeit mit zwei materialabhängigen Kurvenparameter a und b beschrieben werden kann:

$$q_u(t) = a \cdot \ln(t_0) + b \quad (2.3).$$

Die Auswertung ihrer Versuche führen Becker und Vrettos (2015) für den Prüfzeitraum zwischen 7 Tagen und 850 Tagen zu $a = 0,523$ MPa, $b = 2,627$ MPa mit q_u in MPa; Liangming et al. (2012) geben $a = 3,017$ MPa und $b = 2,050$ MPa für den Zeitraum zwischen 28 Tagen und 540 Tagen für deren Tonbetonmischung an.

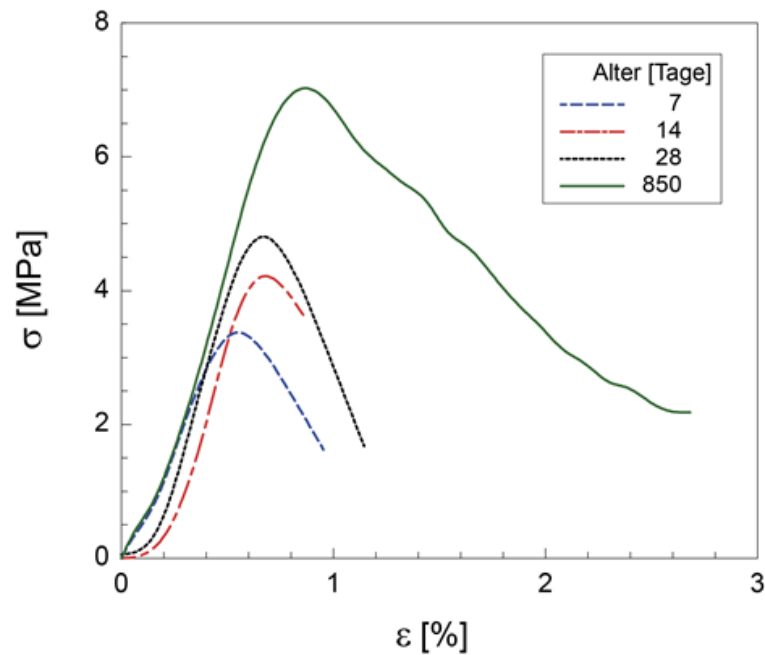


Bild 2.8: Spannungs-Dehnungs-Linien einaxialer Druckversuche an Tonbeton für Probenalter von 7, 14, 28 und 850 Tagen. (Becker & Vrettos, 2015)

Als Auswertung der Arbeitslinien der Druckversuche lassen sich Anfangssteifigkeiten aus der Anfangssteigung der Spannungs-Dehnungs-Kurven ableiten, bezeichnet als Anfangsmoduln E_u , entsprechend der Vorgehensweise nach DIN 18136 (2003). Mit ansteigender Druckfestigkeit wird eine zunehmende Steifigkeit festgestellt, Bild 2.9 (Kahl et al., 1991). Der Einfluss des Bentonitanteils auf die Steifigkeit ist hierbei indirekt durch den Einfluss von Bentonit auf die einaxiale Druckfestigkeit berücksichtigt. Beispielsweise erreicht man bei einer geringen Festigkeit, die einem hohen Bentonitgehalt entspricht, auch einen niedrigen Elastizitätsmodul.

Ein vergleichbares Erscheinungsbild erhalten Zhang et al. (2013), Bild 2.10: Auch hier ist festzustellen, dass sich die Steifigkeit (Elastizitätsmodul) mit zunehmendem Tonanteil bzw. Verhältniswert Wasser zu Bindemittel vermindert. Diese Zusammenhänge gewinnen dann an Bedeutung, wenn einerseits eine geringe Steifigkeit, andererseits jedoch eine hohe Festigkeit gefordert wird.

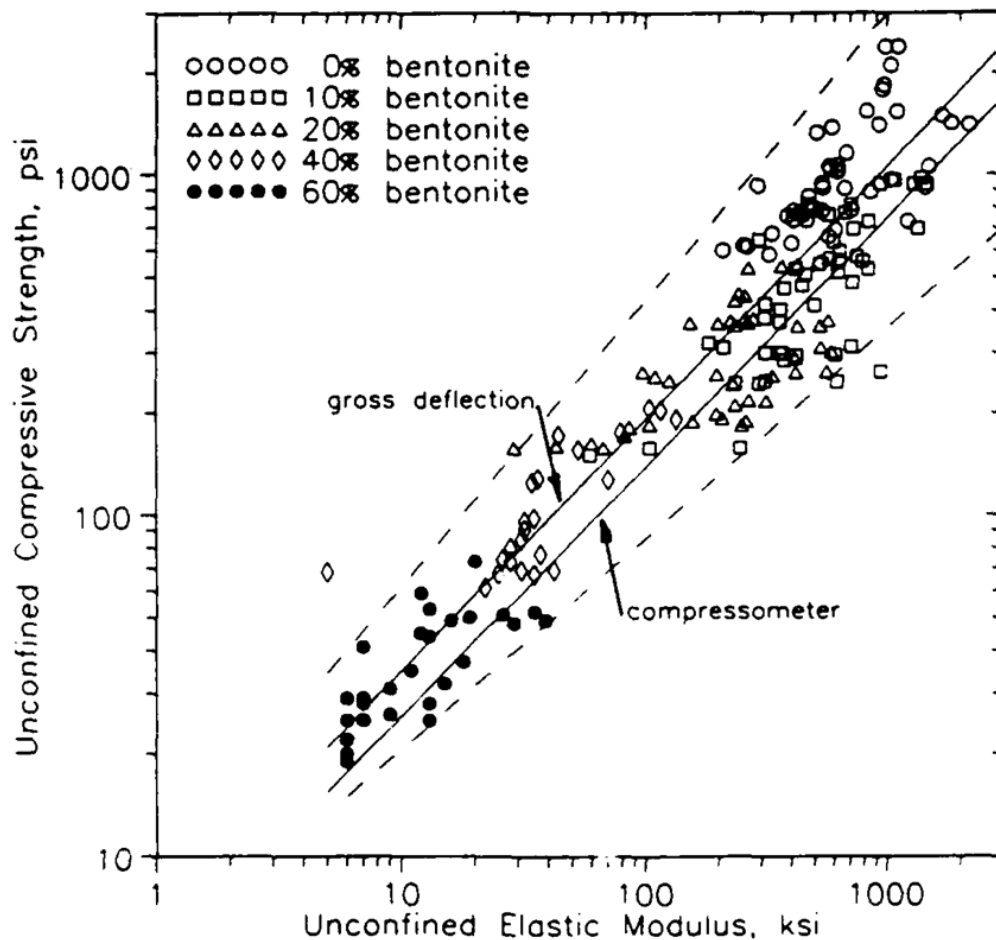


Bild 2.9: Beziehung zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Anfangsmodul für Tonbetonproben mit unterschiedlichem Bentonitgehalt. (Kahl et al., 1991)

Vergleicht man die Ergebnisse von Versuchen bei gegebenem Erhärtungsalter, so zeigt sich, dass die Streuung beim Elastizitätsmodul höher ist als bei der Druckfestigkeit, Bild 2.11. Tonbetonproben mit unterschiedlichem Probenalter zeigten zunächst eine Zunahme des Anfangsmoduls innerhalb der ersten 14 Tage und im weiteren Zeitfortschritt eine im Mittel annähernd gleichbleibende Streubreite (Becker & Vrettos, 2015).

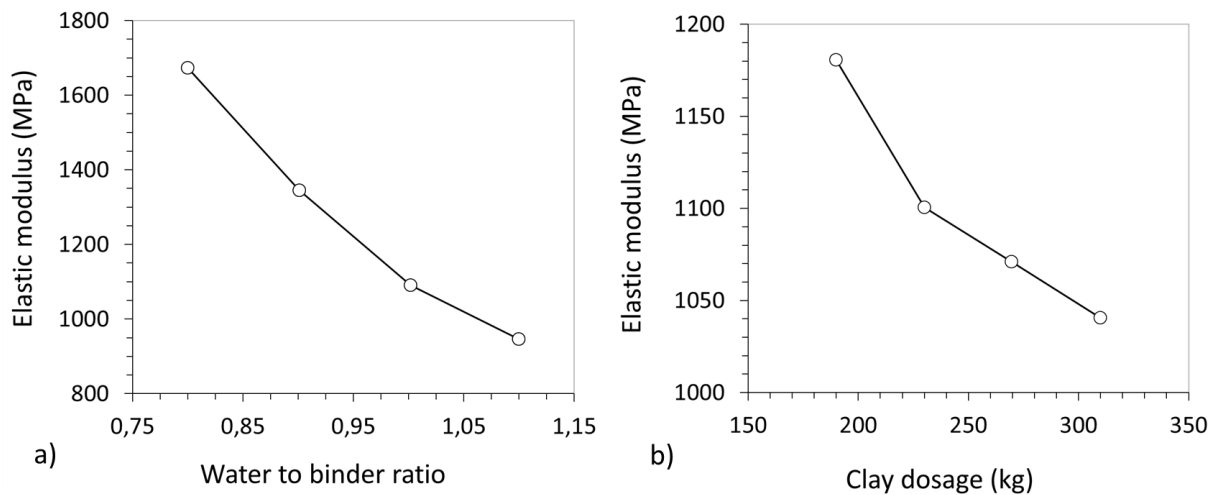


Bild 2.10: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom a) Verhältniswert zwischen Wasser und Bindemittel sowie b) Tonanteil. (Zhang et al., 2013)

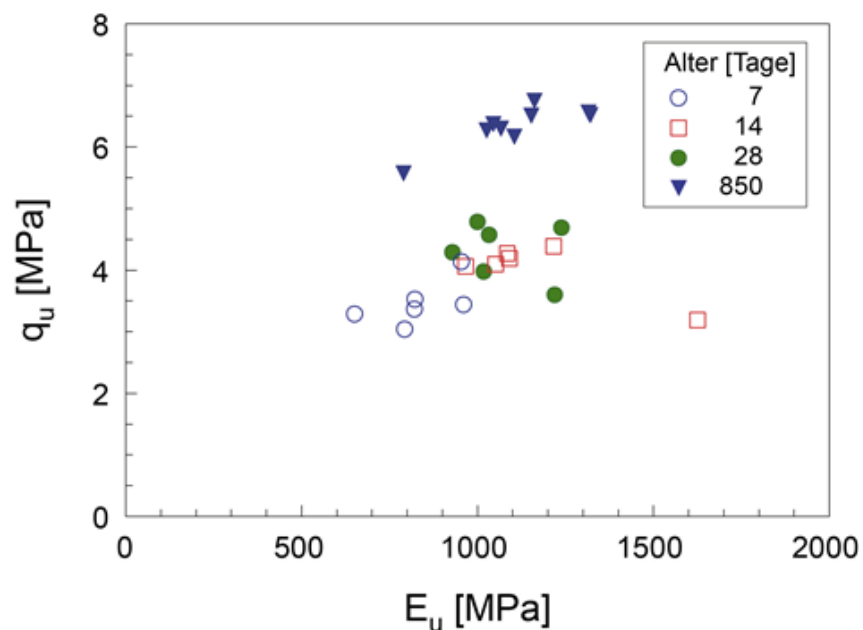


Bild 2.11: Beziehung zwischen einaxialer Druckfestigkeit q_u und Anfangsmodul E_u für Tonbetonproben mit unterschiedlichem Probenalter. (Becker & Vrettos, 2015)

Die Zugfestigkeit eines Betons bestimmt seine Druckfestigkeit, da der Beton bei Druckbeanspruchung durch Überschreiten der Zugfestigkeit quer zur Beanspruchungsrichtung bricht. Demzufolge wird auch die Zugfestigkeit eines Tonbetons in gleicher Weise wie die Druckfestigkeit durch den Wasser-Zement-Wert bzw. den Bentonitgehalt beeinflusst.

Das Verhalten von Beton allgemein unter Zugbeanspruchung kann entweder im zentrischen Zugversuch (f_{ctm}), alternativ mittels Spaltzugversuch ($f_{ct,sp}$) oder im Biegezugversuch ($f_{ct,fl}$) bestimmt werden. Zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit werden Probekörper auf zwei gegenüberliegenden parallelen Linien ihrer Oberflächenbegrenzung bis zur Spaltung belastet. Dabei treten in Richtung der Lastebene Druck- und senkrecht hierzu Zugspannungen, also ein zweiachsiger Spannungszustand auf. Für übliche Betone werden Werten zwischen 2 MPa und 6 MPa ermittelt.

Mit Hilfe von Spaltzugversuchen wurden Zugfestigkeiten zu unterschiedlichen Aushärungszeitpunkten von Kahl et al. (1991) untersucht, Bild 2.12. Bei zunehmendem Bentonitanteil und ansteigendem Wasser-Zement-Wert fallen die ermittelten Werte der Spaltzugfestigkeit von etwa 2 MPa auf bis zu 20 kPa ab.

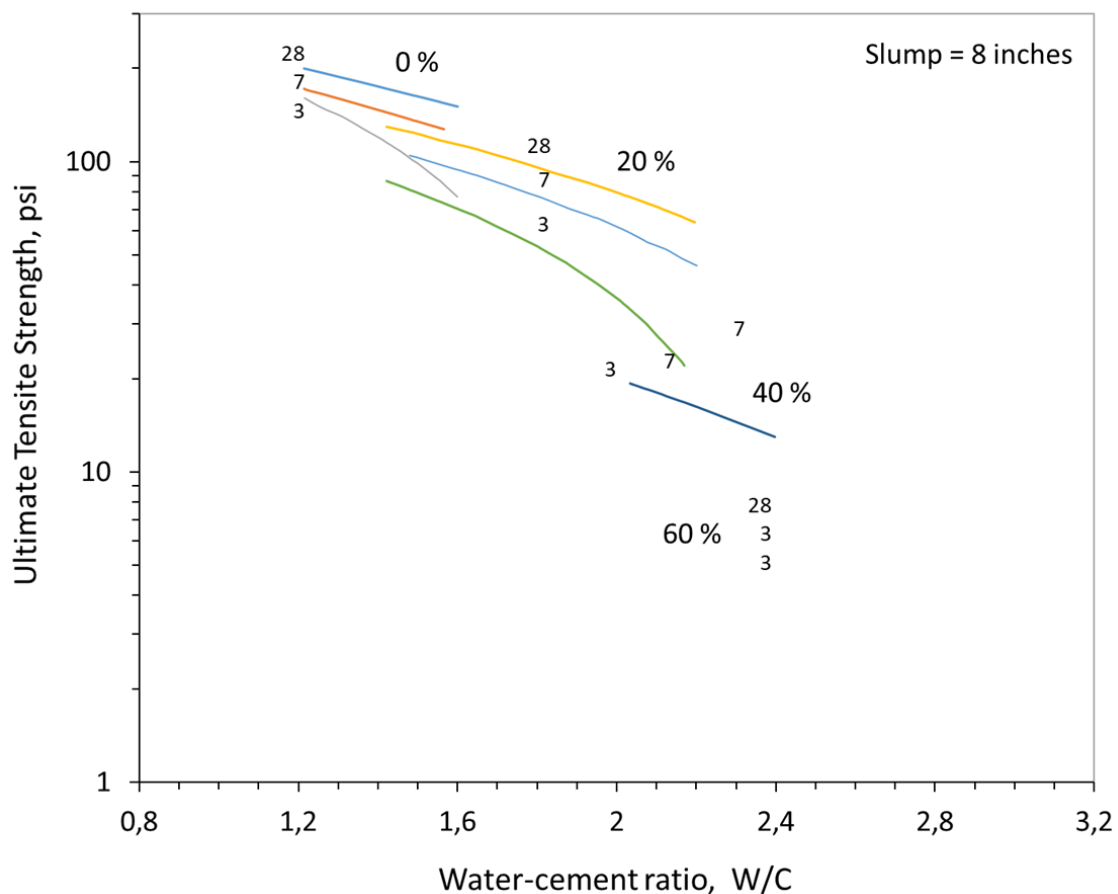


Bild 2.12: Zugspannungen von Tonbetonproben in Abhängigkeit des Wasser-Zement-Wertes und des Bentonitanteils bei unterschiedlichem Probenalter. (Kahl et al., 1991)

Der bereits oben (Bild 2.10) aufgezeigte Zusammenhang zwischen Steifigkeit und zunehmendem Tonanteil bzw. Verhältniswert Wasser zu Bindemittel spiegelt sich auch bei der Zugfestigkeit im Bild 2.13 (Zhang et al., 2013) wieder.

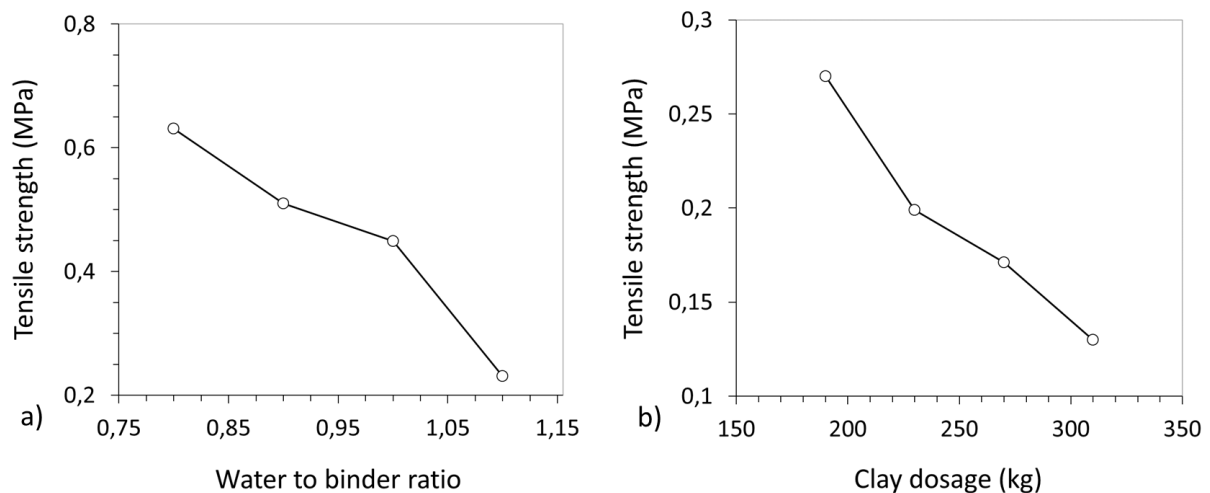


Bild 2.13: Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom a) Verhältniswert zwischen Wasser und Bindemittel sowie b) Tonanteil. (Zhang et al., 2013)

Zwischen Zugfestigkeit f_{ctm} und einaxialer Druckfestigkeit f_{ck} besteht eine Korrelation, die bekanntermaßen allgemein für zementgebundene Materialien abgeschätzt werden kann zu

$$f_{ctm} = a \cdot f_{ck} \quad (2.4)$$

mit der materialabhängigen Konstanten a . Für übliche Betone wird ein Wert für a von etwa 0,10 angegeben, für eine erhärtete Bentonit-Zement-Suspensionen ermitteln Kayser und Schulz (1999) einen Wert von $a = 0,153$ und für eine Tonbetonmischung geben Gao et al. (2011) $a = 0,139$ an.

Das Verhalten von Tonbeton unter Zugbeanspruchung kann neben Spaltzugversuchen auch in Biegezugversuch bestimmt werden. Dabei ist die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ die nach DIN EN 12390-5 (2009) an einem Balken auf zwei Stützen bis zum Bruch erreichte maximale Biegespannung. Diese Spannung wird i. d. R. durch eine mittige Einzellast (3-Punkt-Biegeversuch) oder durch zwei symmetrische Einzellasten (4-Punkt-Biegeversuch) in den

Drittelpunkten erzeugt. Bei Beton mit einer gegenüber der Druckfestigkeit deutlich geringeren Zugfestigkeit tritt der Bruch durch Versagen der Zugzone ein. Die Biegezugfestigkeit ist etwa doppelt so groß wie die zentrische Zugfestigkeit und liegt für übliche Betone in der Größenordnung zwischen 3 MPa und 8 MPa.

Vergleicht man das Biegezugverhalten eines Normalbetons mit dem eines Tonbetons, so wird das duktile Verhalten von Tonbeton deutlich. Für je zwei Probenkörper aus Tonbeton und aus Normalbeton sind Arbeitslinien aus einem durchgeführten Balkenversuch im Bild 2.14 zusammengestellt. Die Kurven zeigen die ermittelten Spannungen, aufgetragen über die gemessene Vertikalverformung in Balkenmitte. Die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ ergab sich im Mittel aus jeweils zwei Versuchen zu 7 MPa für Normalbeton und zu 1,1 MPa für Tonbeton. Der Vergleich mit den Arbeitslinien des Normalbetons zeigt, dass dieser zwar eine nennenswert höhere Biegezugfestigkeit aufweist, die Verformungsfähigkeit jedoch auch deutlich geringer ausfällt. (Becker & Vrettos, 2015).

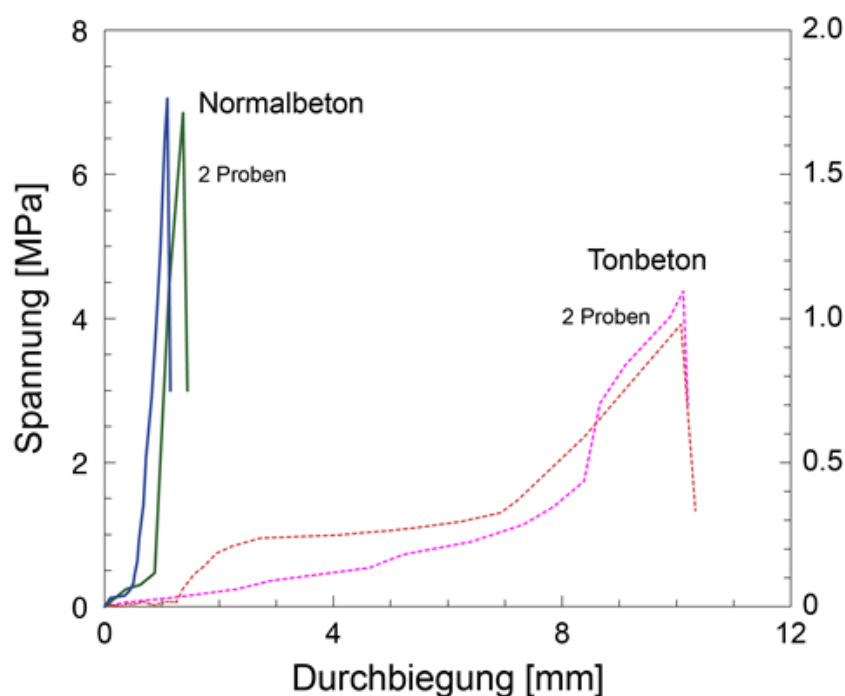


Bild 2.14: Arbeitslinien von Biegezugversuchen an je zwei Proben aus Tonbeton bzw. Normalbeton für Probenalter von 28 Tagen. Die linke Ordinate gilt für die Normalbetonproben, die rechte für die Tonbetonproben. (Becker & Vrettos, 2015)

In dem umfangreichen Untersuchungsprogramm an unterschiedlichen Mischungsverhältnissen werden bei Kahl et al. (1991) auch Ergebnisse von Triaxialversuchen vorgestellt. Die Versuchsergebnisse bestätigen den bereits weitgehend aus Untersuchungen an Normalbetonen bekannten Einfluss des Wasser-Zement-Wertes auf die Festigkeit: Ein höherer Wasser-Zement-Wert führt zu einer geringeren Festigkeit. Hinsichtlich des Einflusses des Bentonitanteils ist festzustellen, dass mit dessen Erhöhung geringere Scherfestigkeiten sowie größere Bruchdehnungen zu erwarten sind, Bild 2.15.

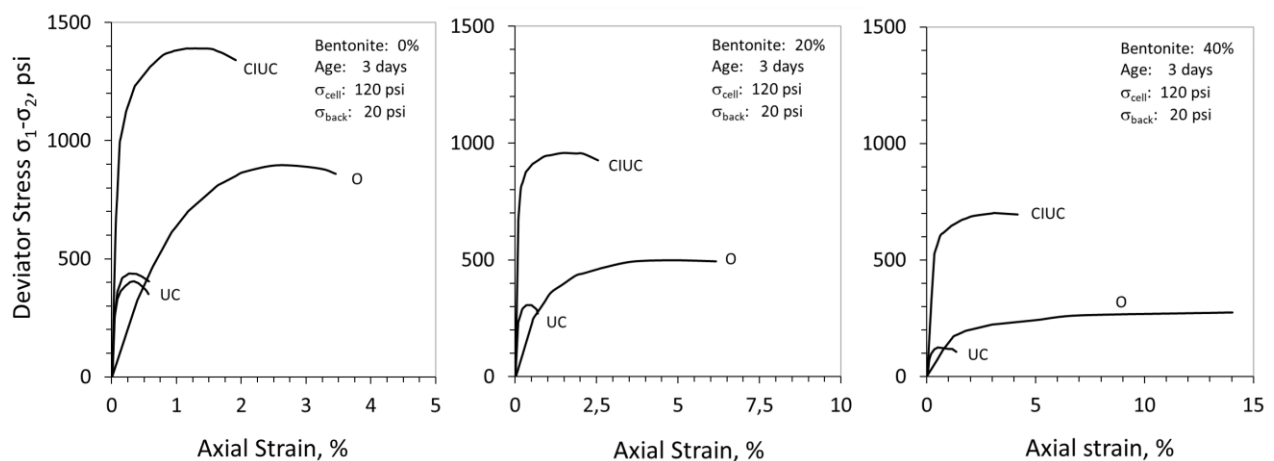


Bild 2.15: Arbeitslinien dreier CU-Triaxialversuche an drei Tonbetonprobe mit unterschiedlichem Bentonitanteil ($\sigma_3 = 120$ kPa, Probenalter 3 Tage). (Kahl et al., 1991)

Becker und Vrettos (2015) präsentieren Ergebnisse von Triaxialversuchen für zwei unterschiedliche Spannungsbereiche, wobei zunächst der bekannte Einfluss des Seitendrucks σ_3 auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten, wie im Bild 2.16 für 14 Tage alte Tonbetonproben dargestellt, deutlich wird: Unter höherem Seitendruck reagiert die Probe steifer und die Festigkeit ist höher. Als Referenz ist die Arbeitslinie eines einaxialen Druckversuches an demselben Material mit angegeben. Man erkennt, dass bei höheren Seitendrücken die aufnehmbare Axialspannung im Grenzzustand zunimmt. Höhere Seitendrücke führen auch zu einem veränderten Bruchverhalten. Bei kleinen Seitendrücken verhält sich die Probe spröde, gekennzeichnet durch einen deutlichen Abfall der Arbeitslinie nach Überschreiten der Maximallast.

Dieses Verhalten wird generell bei zementverfestigten Böden beobachtet (Coop & Atkinson, 1993; Lagioia & Nova, 1995): Bei geringen

Seitenspannungen wird der Versagenszustand von der Zerstörung kohäsiver Verbindungen dominiert, wohingegen bei hohen Seitendrücken vorwiegend Reibung für die Scherfestigkeit bestimmend ist.

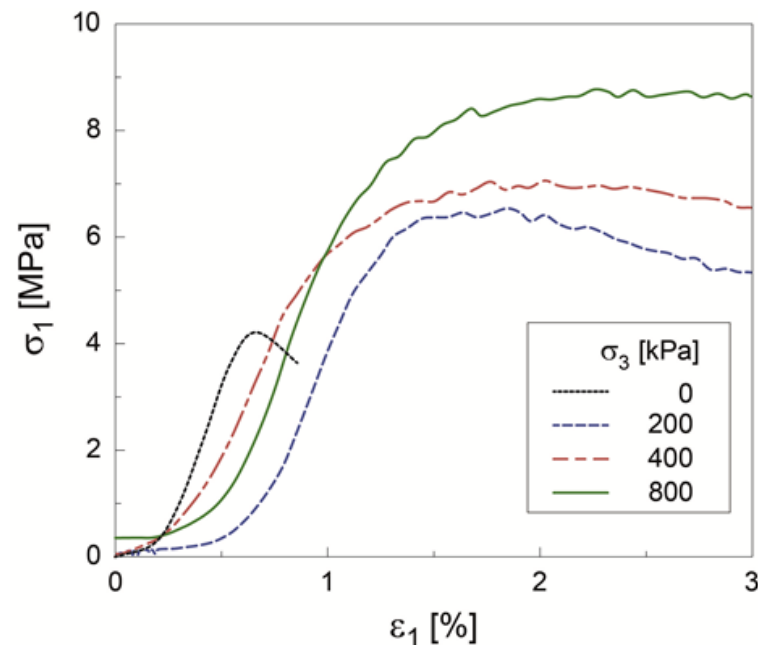


Bild 2.16: Spannungs-Verformungs-Verhalten von 14-Tage-Proben im Triaxialversuch bei unterschiedlichen Seitenspannungen. (Becker & Vrettos, 2015)

Der Einfluss des Probenalters auf das Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 ist für $\sigma_3 = 200$ kPa im Bild 2.17 abgebildet. Erwartungsgemäß ähnelt es dem beobachteten Verhalten bei den Einaxialversuchen. Es zeigt sich deutlich, dass sich mit zunehmendem Alter erwartungsgemäß höhere Werte für das maximale Spannungsverhältnis ergeben. Dieses Verhalten wurde auch bei den höheren Seitendrücken von 400 kPa und 800 kPa festgestellt.

Der Einfluss des Bentonitanteils nimmt mit der Zeit erkennbar zu, Bild 2.18. Mahboubi und Ajourloo (2005) führen dies darauf zurück, dass der höhere Bentonitanteil die Bindung zwischen den Körnern und dem Zementleim im Boden verringert.

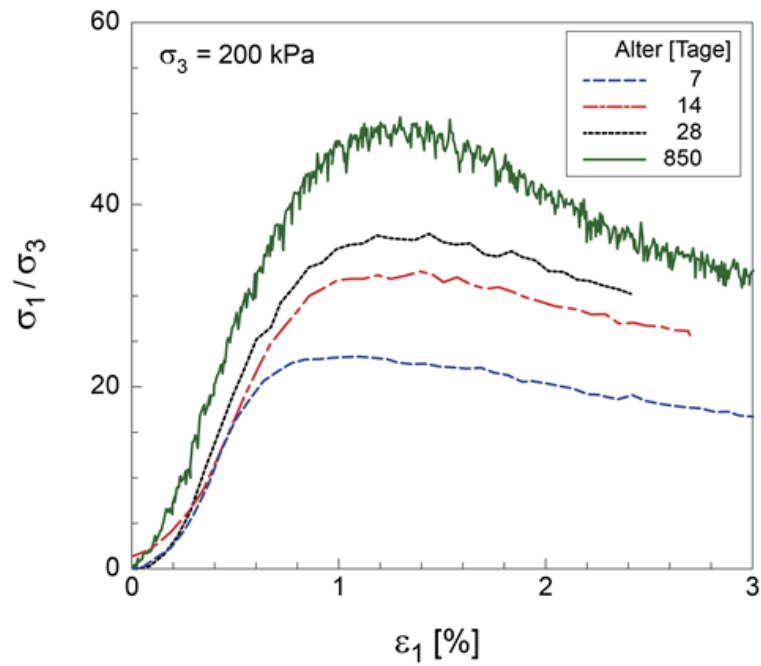


Bild 2.17: Triaxialversuche an Tonbeton: Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 in Abhängigkeit der axialen Dehnung bei unterschiedlichem Probenalter; Seitendruck $\sigma_3 = 200$ kPa. (Becker & Vrettos, 2015)

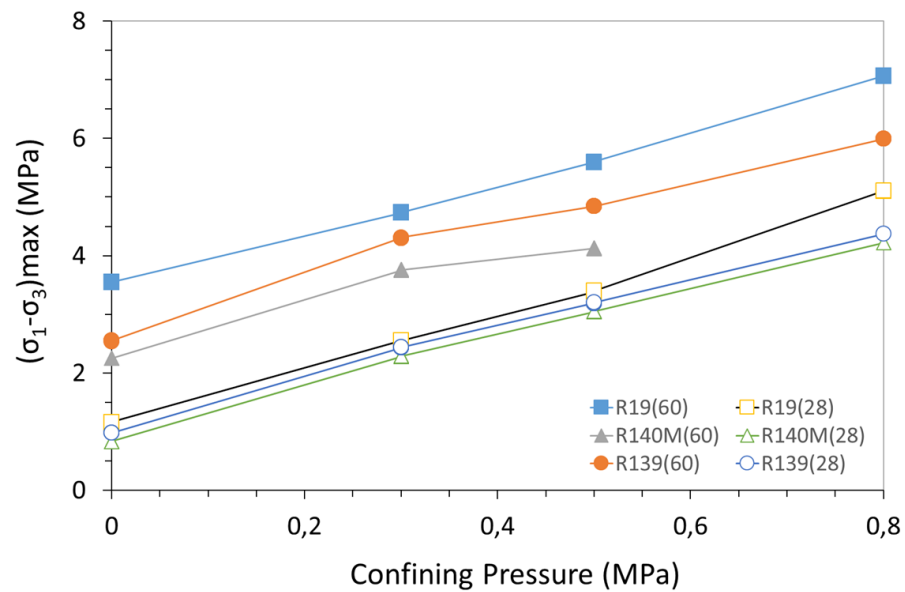


Bild 2.18: Einfluss des Bentonitgehalts und des Seitendrucks σ_3 auf die Deviatorspannung ($\sigma_1 - \sigma_3$) an 28 Tage und 60 Tage alten Proben. (Mahboubi & Ajourloo, 2005)

Vergleicht man die Werte der maximalen Spannungsverhältnisse $\sigma_{1,\max}/\sigma_3$ für die vier unterschiedlichen Prüfzeitpunkte von 7, 14, 28 und 850 Tagen (Becker & Vrettos, 2015), so ergeben sich für unterschiedliche Normierungen die im Bild 2.19 aufgezeigten Zusammenhänge. Im Bild 2.19a sind die Spannungsverhältnisse $\sigma_{1,\max}/\sigma_3$ auf den 28-Tage-Wert bei $\sigma_3 = 200$ kPa bezogen:

$$V_1(t, \sigma_3) = \frac{\hat{\sigma}(t, \sigma_3)}{\hat{\sigma}(28, 200)}, \quad \hat{\sigma}(t, \sigma_3) = \frac{\sigma_{1,\max}(t, \sigma_3)}{\sigma_3} \quad (2.5).$$

Mit zunehmendem Probenalter ist ein deutlicher Festigkeitszuwachs zu verzeichnen, wobei die Größe des prozentualen Zuwachses, etwa 35% im Zeitraum zwischen 28 Tagen und 850 Tagen, nahezu unabhängig vom Seitendruck σ_3 ist.

Im Bild 2.19b sind die Spannungsverhältnisse $\sigma_{1,\max}/\sigma_3$ auf die zugehörigen Werte bei $\sigma_3 = 200$ kPa bezogen:

$$V_2(t, \sigma_3) = \frac{\hat{\sigma}(t, \sigma_3)}{\hat{\sigma}(t, 200)} \quad (2.6).$$

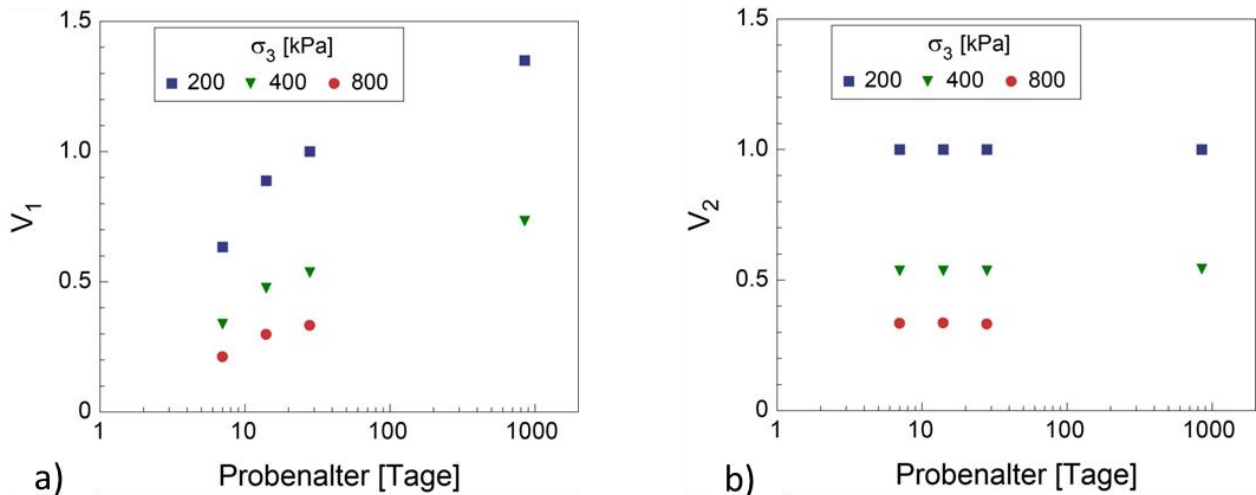


Bild 2.19: Triaxialversuche an Tonbeton: a) bezogenes Spannungsverhältnis V_1 nach Gl. (2.5) in Abhängigkeit vom Probenalter. b) bezogenes Spannungsverhältnis V_2 nach Gl. (2.6) in Abhängigkeit vom Probenalter. (Becker & Vrettos, 2015)

In dieser Darstellung ergeben sich unabhängig vom Probenalter t annähernd konstante Werte für V_2 . In einer ersten Näherung ist das bezogene maximale Spannungsverhältnis V_2 umgekehrt proportional zum Seitendruck σ_3 .

Die Auswertung aller Triaxialversuche führte zu den in Tabelle 3.1 angegebenen Scherfestigkeitsparametern, wobei die Gesamtzahl der durchgeführten Versuche, in zwei Spannungsbereiche unterteilt sind:
i) Niedriglastbereich mit Seitenspannungen $\sigma_3 = 50 \dots 200$ kPa und
ii) Hochlastbereich mit $\sigma_3 = 200 \dots 800$ kPa.

Tabelle 3.1: Scherfestigkeitsparameter für Tonbetonproben.
(Becker & Vrettos, 2015)

| Parameter | $\sigma_3 = 50 \dots 200$ kPa | | | | $\sigma_3 = 200 \dots 800$ kPa | | |
|---------------|-------------------------------|------|------|------|--------------------------------|------|------|
| | Probenalter [Tage] | | | | Probenalter [Tage] | | |
| | 7 | 14 | 28 | 850 | 7 | 14 | 28 |
| φ [°] | 44,8 | 42,5 | 41,1 | 41,0 | 34,1 | 33,7 | 33,3 |
| c [kPa] | 516 | 705 | 751 | 2011 | 1053 | 1195 | 1740 |

Es ist ersichtlich, dass für beide Bereiche der ermittelte innere Reibungswinkel φ mit zunehmendem Probenalter tendenziell geringfügig abnimmt, während die Kohäsion c deutlich zunimmt. Vergleich man Nieder- und Hochlastbereich, so ergeben sich für den Hochlastbereich deutlich niedrigere Werte für den Reibungswinkel und deutlich höhere Werte für die Kohäsion.

Pisheh und Hosseini (2012) stellen ebenso eine Zunahme der Kohäsion und eine Abnahme des Reibungswinkels für Tonbetonproben über einen Prüfzeitraum, wie im Bild 2.20 gezeigt, fest.

Diese zeitliche Entwicklung der Scherfestigkeitsparameter ist eng verknüpft mit der stofflichen Zusammensetzung des Tonbetons und hierbei insbesondere mit dem Bentonitanteil. Während der nichtbindige Anteil (Sande, Kiese) nur geringfügig in seinen mechanischen Eigenschaften variiert (Jänke, 1961), Bild 2.21a (Pisheh & Hosseini, 2012), führt eine Steigerung des Bentonitanteils zu einer deutlich geringeren Kohäsion und geringfügig zunehmendem Reibungswinkel, Bild 2.21b.

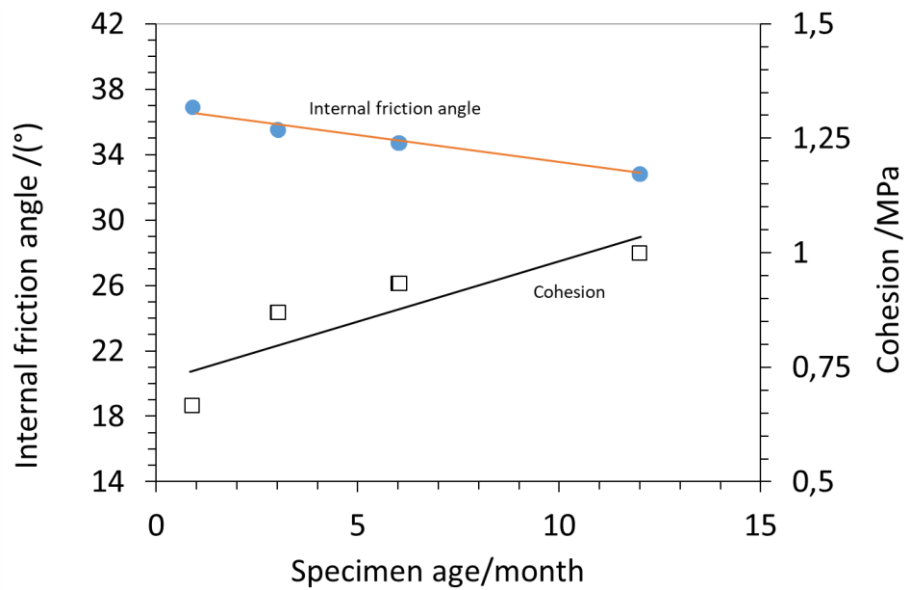


Bild 2.20: Einfluss des Probenalters auf die Scherfestigkeitsparameter. (Pisheh & Hosseini, 2012)

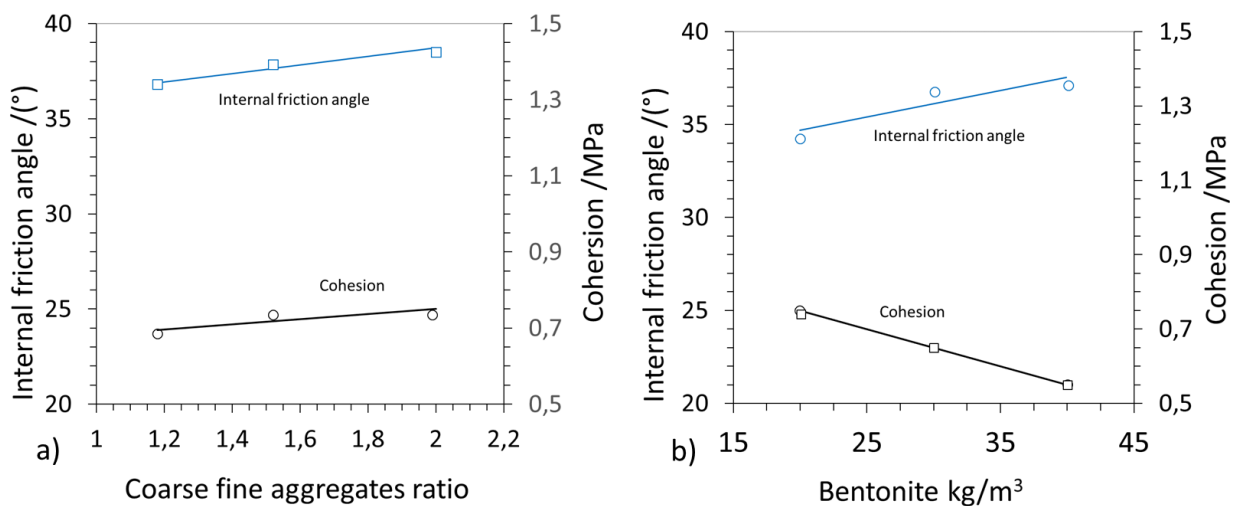


Bild 2.21:a) Einfluss des Verhältnisses von grobkörnigem Material zu feinkörnigem Material auf die Scherfestigkeitsparameter.
b) Einfluss des Bentonitanteils auf die Scherfestigkeitsparameter. (Pisheh & Hosseini, 2012)

Letztendlich dürfte eine Ursache für diese zeitliche Entwicklung der Scherfestigkeitsparameter auch in den ablaufenden Hydratationsvorgängen zu finden sein. Hier sei darauf hinzuweisen, dass mit zunehmendem Bentonitanteil auch diese chemischen Vorgänge verzögert werden.

Neben den genannten mechanischen Eigenschaften eines Tonbetons sind für die unterschiedlichsten Einsatzmöglichkeiten auch dessen hydraulische Eigenschaften von Interesse. Die Ergebnisse der umfangreichen Reihenuntersuchungen von Kahl et al. (1991) sind im Bild 2.22 zusammengestellt und führen zu folgenden Aussagen:

- i) Die Durchlässigkeit der untersuchten Proben nimmt mit dem Alter und der Konsolidierungsspannung σ_3 für alle Bentonitgehalte deutlich ab.
- ii) Eine Erhöhung der Konsolidierungsspannung führt zu einer Verringerung der Durchlässigkeit.
- iii) Der Bentonitgehalt hat erkennbar keinen großen Einfluss auf die Durchlässigkeit. Hier gelangen Mahboubi und Ajorloo (2005) auf der Basis eigener Versuche zu dem Ergebnis, dass eine Erhöhung des Bentonitgehalts auch eine Erhöhung des Wasseranteils in der Mischung erfordert, um die Anforderungen an die Bearbeitbarkeit des Frischbetons zu gewährleisten. Hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit liegen somit zwei gegenläufige Effekte vor, die sich insbesondere im Bereich hoher Seitendrücke nahezu egalisieren

Erfahrungsgemäß werden zwar Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte in einer Bandbreite $k_f = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-11}$ m/s (Becker & Vrettos, 2015) und somit in zumindest vergleichbarer Größenordnung wie bei Normalbetonen (Gräf & Grube, 1986) erreicht. Zu beachten hierbei ist allerdings die Tatsache, dass diese Ergebnisse zumeist für Spannungszustände ermittelt werden, die von in situ Zuständen abweichen. Eine Berücksichtigung entsprechender Spannungs- bzw. Dehnungszustände kann zu einer drastischen Abnahme der Durchlässigkeiten führen (Hinchberger et al., 2010).

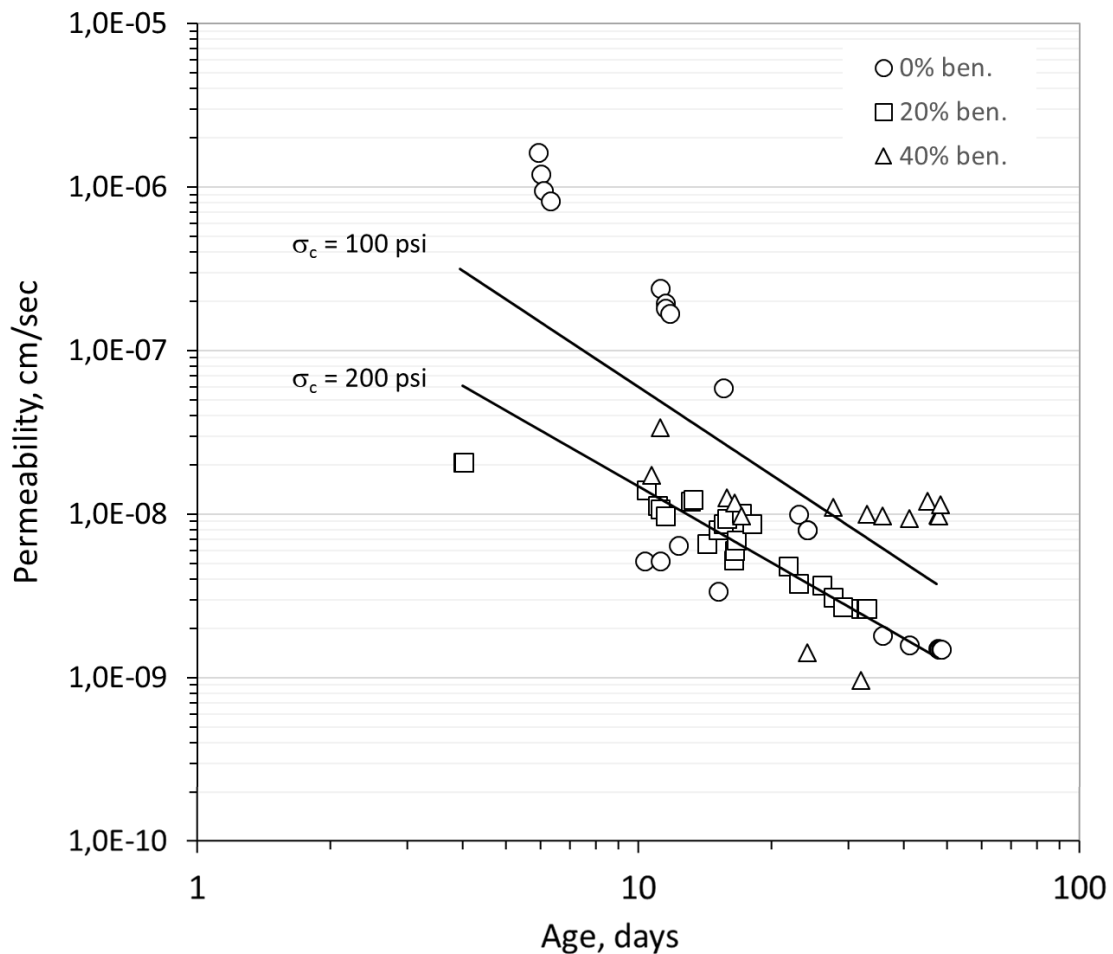


Bild 2.22: Durchlässigkeit von Tonbetonproben in Abhängigkeit der Zeit für unterschiedliche Bentonitgehalte und Seitendrücken σ_3 . (Kahl et al., 1991)

2.3 Zusammenfassung

Tonbetone werden vorwiegend als Material zur Herstellung von Dichtwänden eingesetzt. Im Vergleich zu Normalbetonen weist dieser Baustoff eine geringere Steifigkeit und Festigkeit, allerdings eine deutlich höhere Duktilität im ausgehärteten Zustand auf. Hierzu werden im vorliegenden Kapitel Untersuchungen vorgestellt. Diese werden ergänzt durch Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften, die im Hinblick auf die Verarbeitbarkeit des Baustoffs erforderlich sind.

3 Epoxidharze

Aufgrund zahlreicher technologischer sowie wirtschaftlicher Vorteile und der Weiterentwicklung der Klebtechnik wird diese zunehmend auch im Bauwesen eingesetzt. So finden Epoxidharze bereits Anwendung im Glas- und Stahlbau (Feldmann et al., 2006, Bucak & Hagl, 2006). Auch im Stahlbetonbau liegen bereits Erfahrungen vor, bei denen Klebeverbindungen verwendet werden, um beispielsweise vorgefertigte Stahlbetonteile kraftschlüssig miteinander zu verbinden (Schmidt et al., 2007; Balázs, 2007). Zur Ertüchtigung von Stahlbetonteilen bzw. zur Tragfähigkeitserhöhung werden hochfeste Kohlefaserlamellen (CFK-Lamellen) auf bestehende Bauteile aufgeklebt (ACI, 2008). Als Sanierungsverfahren zur Schließung von Rissen werden Epoxidharze ebenfalls in der Betontechnologie seit langer Zeit erfolgreich verwendet (Webster & Kukacka, 1987, 1989; Issa & Debs, 2007). In der Denkmalpflege dienen Kunststofflösungen als Schutz gegen Umwelteinflüsse oder auch als Verbindungsmittel bei Restaurationen (Selwitz, 1992; Delgado Rodrigues, 2001).

Simpson et al. (1960) berichten über die erfolgreiche Anwendung eines speziellen Epoxidharzes als Asphaltbindemittel. Das eingebaute Gemisch, bezeichnet als Epoxid-Asphalt-Beton (EAC), ist eine Kombination aus abgestuftem Mineral und einem asphalthaltigen Bindemittel, welches das Epoxidharz enthält. Gegenüber konventionellen Asphalt-Betonen weist der eingesetzte EAC deutliche Vorteile auf.

3.1 Einleitung

In der Geotechnik werden Epoxidharze insbesondere dann als Injektionsgut eingesetzt, wenn beispielsweise bei feinkörnigen Böden gängige Injektionsmittel wie Zementmörtel oder auch Gele nicht mehr verwendet werden können, Bild 3.1 (Implenia, 2016). Für diese Fälle stehen Kunststofflösungen oder Kunstharze als Alternative zur Verfügung (Cambefort, 1964; Perret et al, 2000; Karol, 2003). Auch im Berg- und Tunnelbau greift man oftmals auf Harze als Injektionsgüter für Abdichtungsmaßnahmen zurück.

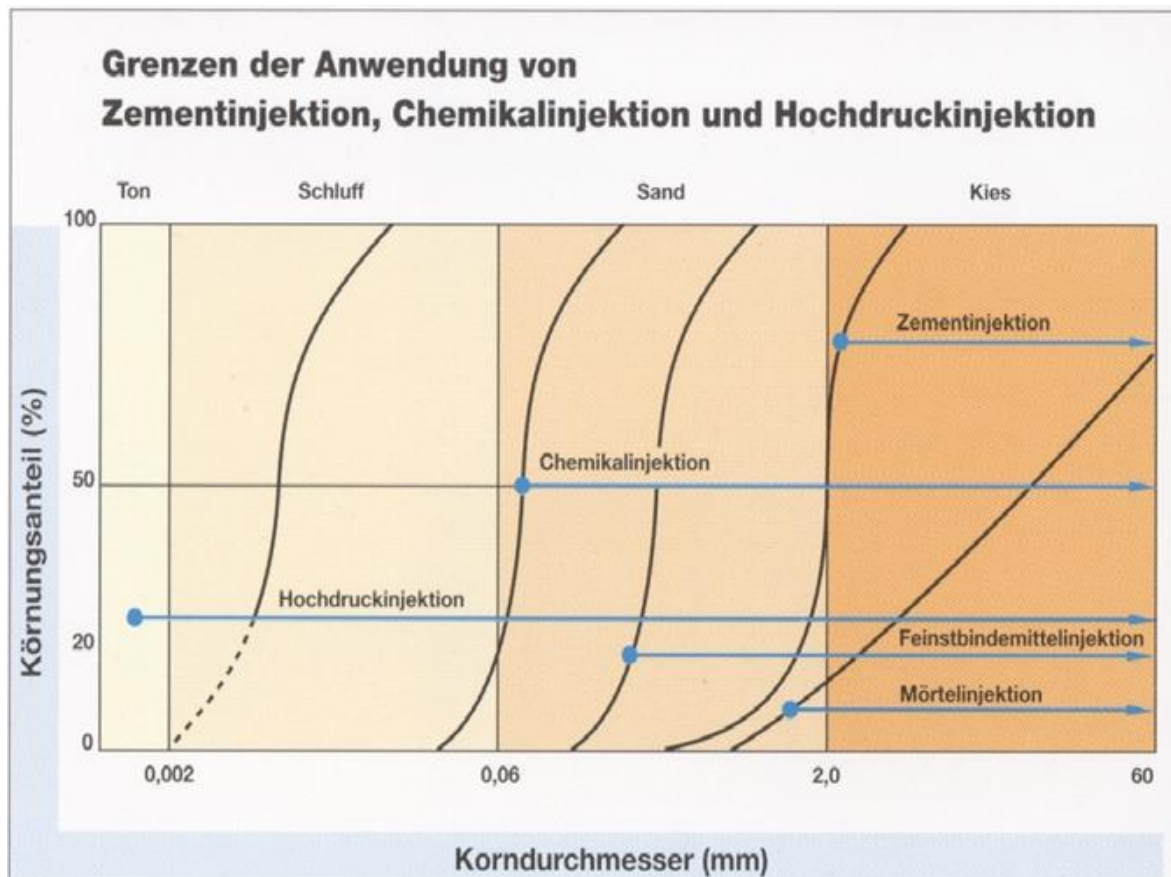


Bild 3.1: Anwendungsgrenzen verschiedener Injektionsbindemittel in Lockergestein. (Implenia, 2016)

Die synthetischen Harze sind organische Mittel, die entweder flüssig und schmelzbar oder löslich sind (Karol, 1960a, b). Sie härten aus durch Polyaddition, Polymerisation oder Polykondensation zu einem Harz, infolge von Selbstreaktion, Einwirkung von Härtungsmitteln, Beschleunigern oder anderen Zugabestoffen (Vik et al., 2000). Neben ungesättigten Polyestern werden nur Epoxid- und Polyurethanharze ohne Lösungsmittel und inerte Weichmacher eingesetzt. Materialien wie Silicastaub, Calciumcarbonat oder Bariumsulfat können im Allgemeinen als mineralische Füllstoffe verwendet werden. Epoxidharze zeichnen sich durch hohe Festigkeit bei Druck und Verklebung auch auf nassen Oberflächen aus.

Kunststoffe können eingesetzt werden, um beispielsweise die Durchlässigkeit eines Baugrundes deutlich zu reduzieren, die Scherfestigkeit und Steifigkeit eines Bodens zu erhöhen oder die Erosionsstabilität zu verbessern. Zementbehandelte Böden erweisen sich insbesondere bei breiten Temperaturschwankungen als nicht adäquat, so dass modifizierte

Epoxidharze diese Lücke schließen können. Im Folgenden werden die Eigenschaften von Epoxidharzen und deren Anwendung in der Geotechnik näher betrachtet.

3.2 Eigenschaften von Epoxidharzen

Epoxidharze wurden erstmals in den späten 1930er Jahren in Deutschland synthetisiert und patentiert. Üblicherweise werden Epoxidharze in Form zweier gebrauchsfertiger Komponenten geliefert.

Die sog. „A-Komponente“ enthält das Epoxidharz, die „B-Komponente“ den Härter. Je nach chemischer Zusammensetzung unterscheidet man die A-Komponenten in die folgenden Hauptgruppen: i) Bisphenol-basierte Epoxidharze, ii) Novolak-Epoxidharze, iii) Aliphatische Epoxidharze und iv) Halogenierte Epoxidharze. Eine detaillierte Zusammenfassung findet man beispielsweise bei Ellis (1993), Flick (1993) und Pham und Marks (2005).

Als Härter, die sog. B-Komponente, werden mehrfache Amine („aminische Härter“), wie 1,3-Diaminobenzol, und aliphatische Amine, wie Diethylentriamin, verwendet. Die Aushärtung mit aliphatischen Aminen erfolgt bereits bei Raumtemperatur (Kalthärtung). Bei „sauren Härtern“, die oft Dicarbonsäureanhydride wie Hexahydrophthalsäureanhydrid sind, erfolgt die Aushärtung bei höheren Temperaturen, typischerweise im Bereich zwischen 120°C und 160°C.

Beide Komponenten werden in einem vorbestimmten Mischungsverhältnis gemischt und gegebenenfalls mit Zusatzstoffen zu einem duroplastischen Kunststoff in einer exotherm ablaufenden Reaktion umgesetzt. Wie bei allen Reaktionsharzen muss beim Anmischen der Reaktionsharzmassen üblicherweise das stöchiometrische Harz-Härter-Verhältnis eingehalten werden; verbleiben Teile von Harz oder Härter ohne Reaktionspartner als unreaktierte funktionelle Gruppen zurück, ist die Vernetzung unvollständig. In der Folge führt dies zu einem weicheren Produkt und zu klebrigen Oberflächen. Einige Epoxidsysteme sind jedoch ausdrücklich für eine Variation des Mischungsverhältnisses innerhalb enger Grenzen geeignet. Dadurch lassen sich Härte, Elastizität sowie weitere Eigenschaften, wie

beispielsweise die Säurebeständigkeit durch einen höheren Anteil Epoxidharz, beeinflussen.

Die Verarbeitungsdauer von Reaktionsharzmassen wird Topfzeit genannt. Sie hängt von der Verarbeitungstemperatur, der Ansatzmenge, der Einstellung sowie Durchmischung der einzelnen Reaktionsharzmassen und auch von der Gefäßform ab (Habenicht, 2005). Übliche Topfzeiten liegen bei einigen Minuten bis hin zu mehreren Stunden. Während der Topfzeit steigt die Viskosität des Harzes nichtlinear immer weiter an, bis schließlich keine Verarbeitung mehr möglich ist. Die Angabe der Topfzeit ist in der Regel bei einem Harz/Härter-Ansatz von 100 g und einer Temperatur von 20°C angegeben, um Vergleiche zwischen unterschiedlichen Produkten zu ermöglichen. Größere Verarbeitungsmengen weisen eine wesentlich kürzere Verarbeitungszeit auf. Der Grund hierfür liegt darin, dass die exotherme Reaktion mit zunehmender Masse zu einer entsprechenden Temperatursteigerung im Mischbehälter und damit zu einem schnelleren Reaktionsablauf führt. Die Topfzeit steht meist in direktem Zusammenhang zur Gelzeit, die den genauen Zeitpunkt des Überganges der Reaktionsmasse zu einem Gel definiert.

Eine Erwärmung des angemischten Harzes verringert die Viskosität und verbessert dadurch die Verarbeitbarkeit, verkürzt aber auch die Topfzeit. Niedrigreaktive Epoxidharze benötigen lange Härtezeiten und möglichst eine erhöhte Härtungstemperatur (30°C bis 40°C). Eine Erhöhung der Verarbeitungstemperatur um 10°C bewirkt eine Halbierung der Topf- bzw. Aushärtezeit (sogenannte Reaktionsgeschwindigkeit-Temperatur-Regel, RGT-Regel, *van-'t-Hoffsche* Regel). Bei Bedarf können noch Beschleuniger (hochreaktive Härter) zugegeben werden, die die Reaktionszeit bedarfsweise weiter verkürzen.

Reaktionsharzmassen können mit niedrigviskosen Zusätzen modifiziert werden, wodurch beispielsweise eine bessere Penetration in poröse Werkstoffe (Tränkung von Geweben, Beschichtung von Beton) erreicht wird. Andererseits führen geeignete Füllstoffe zu einer höheren Viskosität, veränderten mechanischen Eigenschaften oder führen bei der Härtung zu einer geringeren Volumenschrumpfung bei der Härtung.

Epoxidharze sind Harze von toxischer Natur und bedürfen einer sorgfältigen und hinreichend sicheren Anwendung (Rawlings et al., 2000). Gefährliche Chemikalien werden in der Regel von den Herstellern nach standardisierten Verfahren geprüft und werden häufig durch einen Wert für LD_{50} beschrieben. Dies kennzeichnet diejenige Dosierung in Milligramm pro Kilogramm Körpergewicht pro Tag (*letale Dosis*), bei der 50% der Versuchstiere nach Kontakt mit der untersuchten Substanz sterben. Je nachdem, wie die Chemikalie vom Körper aufgenommen wird, oral oder dermal, werden die Produkte eingestuft. Zurzeit gelten in Deutschland fünf Kategorien mit folgenden Grenzwerten des GHS (*Global harmonisiertes System zur Einstufung und Kennzeichnung von Chemikalien*):

- I. Lebensgefahr $LD_{50}^{oral} < 5 \text{ mg/kg}$, $LD_{50}^{dermal} < 50 \text{ mg/kg}$
- II. Lebensgefahr $LD_{50}^{oral} = 5-50 \text{ mg/kg}$, $LD_{50}^{dermal} = 50-200 \text{ mg/kg}$
- III. Giftig $LD_{50}^{oral} = 50-300 \text{ mg/kg}$, $LD_{50}^{dermal} < 200-1000 \text{ mg/kg}$
- IV. Gesundheitsschädlich $LD_{50}^{oral} = 300-2000 \text{ mg/kg}$, $LD_{50}^{dermal} < 1000-2000 \text{ mg/kg}$
- V. $LD_{50}^{oral} = LD_{50}^{dermal} = 2000-5000 \text{ mg/kg}$.

Gängige Produkte, die im Bauwesen Anwendung finden, fallen in die Klassen IV und V.

Epoxidharze sind wärmehärtende Harze, die dadurch gekennzeichnet sind, dass sie, nachdem sie erstarrt sind, unter Wärmezufuhr zwar erweichen können, jedoch nicht wieder verflüssigen. Zum derzeitigen Stand der Technik ist ein Recycling dieses duroplastischen Kunststoffes nicht möglich, da er weder unter Wärmeeinwirkung verflüssigt, noch durch geeignete Lösemittel in Lösung gebracht werden kann. Die Ausgangsprodukte für die Herstellung der Harze werden überwiegend aus Erdöl gewonnen. Erste Ansätze, die Ausgangsstoffe aus nachwachsenden Rohstoffen herzustellen, liegen vor (Türk, 2014).

Das ausgehärtete Harz zeichnet sich durch eine hohe Festigkeit unter Druck und Spannung, eine starke Bindung, hohe Beständigkeit und Säurestabilität sowie eine geringe chemische Schrumpfung aus. Das ungefüllt ausgehärtete Harz besitzt üblicherweise eine Dichte zwischen $1,05 \text{ Mg/m}^3$ und $1,3 \text{ Mg/m}^3$. Als grobe Anhaltswerte für den Elastizitätsmodul werden je nach

Harz/Härter-Ansatz und Herstellung Werte zwischen 3 GPa und 4,5 GPa und eine Zugfestigkeit im Bereich 30 MPa bis 100 MPa genannt.

Stellvertretend für den Temperatureinfluss auf die Materialeigenschaften sind im Bild 3.2 Arbeitslinien von Zugversuchen für ein ausgewähltes Epoxidharz bei unterschiedlichen Prüftemperaturen dargestellt (Fiedler et al., 2005). Im rechten Diagramm des Bildes sind die Zugfestigkeiten mehrerer Epoxidharze in Abhängigkeit der Prüftemperatur dargestellt, wobei sich ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen beiden Größen zeigt. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass die Prüftemperatur hier auf die jeweilige Glasübergangstemperatur TG normiert ist. Diese, ebenfalls von der Art des Epoxidharzes abhängige Größe, definiert diejenige Temperatur bzw. denjenigen Temperaturbereich, ab dem die Beweglichkeit der Polymerketten nennenswert zunimmt, und das Grundmaterial von starr/glasartig in einen eher gummiartig/nachgiebigen Zustand übergeht.

Die Wärmeleitfähigkeit liegt im Bereich zwischen 0,15 W/(m·K) und 0,3 W/(m·K), somit im Bereich gängiger Werte für Böden. Sie kann durch Füllstoffe je nach Anwendungsfall bis zu Werten zwischen etwa 1,26 W/(m·K) und 6 W/(m·K) erforderlichenfalls angepasst werden.

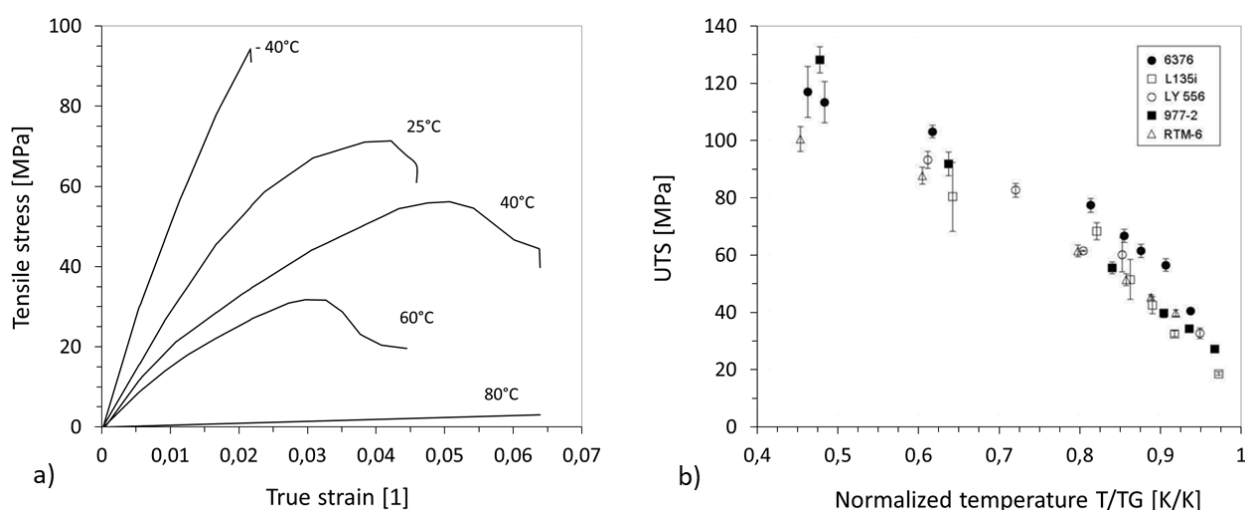


Bild 3.2: a) Spannungs-Dehnungs-Kurve von Zugversuchen an dem Epoxidharz *L135i* bei unterschiedlichen Prüftemperaturen. b) Zugfestigkeiten (UTS) von fünf Epoxidharzen bei unterschiedlichen, normierten Prüftemperaturen T/TG . (Fiedler et al., 2005)

Das Eindringvermögen eines Epoxidharzes in einen Baugrund hängt im Wesentlichen von der Viskosität des Fluids ab. Im Vergleich zu Wasser mit einer Viskosität von 1 cP (1 mPa·s) bei 20°C erreichen gängige Basisharze Viskositäten nicht unter etwa 6.000 mPa·s bis 8.000 mPa·s. Zur Viskositätsverringerung werden sogenannte Reaktivverdünner angewendet, so dass letztendlich Werte deutlich kleiner 1 cP erreicht werden können. Die Viskosität variiert mit der Zusammensetzung bzw. dem Feststoffanteil (vgl. Bentonit-Suspension). Im Bild 3.3 ist dies für unterschiedliche Gruppen von Injektionsmitteln aufgezeigt: Der verwendbare Viskositätsbereich hängt von der geringsten angestrebten Feststoffkonzentration ab. So könnte beispielsweise eine 20%ige Natriumsilikatlösung bei einer Viskosität zwischen 3 cP und 4 cP zwar eingesetzt werden, für eine angestrebte Gelbildung ist diese Konzentration jedoch zu gering.

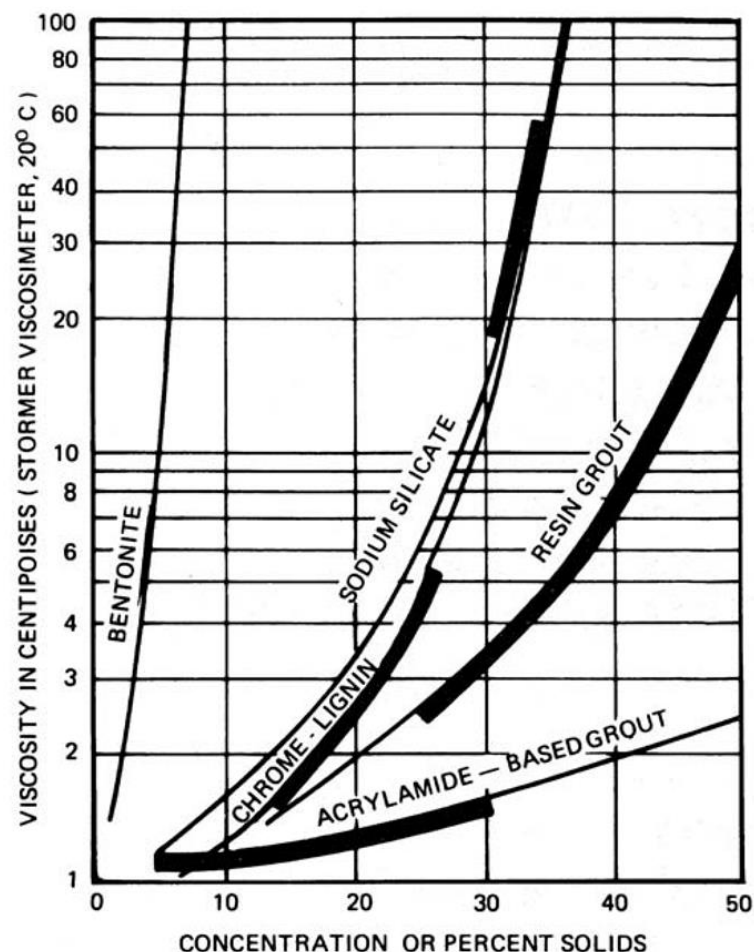


Bild 3.3: Viskosität verschiedener Injektionsgüter. (Karol, 2003)

Speziell im Hinblick auf die Anwendung von Epoxidharzen in der Geotechnik sei angemerkt, dass einerseits die oben beschriebenen Eigenschaften der Reaktionsmasse bei gängigen Anwendungen bereits zu einem Großteil nach kurzer Zeit erreicht werden. Des Weiteren wirken Epoxidharze bei einer Baugrundverbesserung lediglich als Adhäsiv, d. h. es findet keine chemische Reaktion zwischen Harz und Bodenteilchen statt. Vielmehr haftet das Harz an den Bodenpartikeln und bildet eine kompakte Struktur. Ein so behandelter Boden besitzt neben Druck- und Scherfestigkeit insbesondere eine ausgeprägte Zug- sowie Biegefestigkeit. Diese letztgenannten Eigenschaften lassen sich mit den klassischen Bindemitteln Kalk und Zement nur in sehr geringem Umfang mobilisieren.

3.3 Mischungen aus Lockergesteinsböden und Epoxidharzen

Zementmörtel sind prädestiniert bei der Verwendung von Injektionen grobkörniger Böden mit größerem Porenvolumen oder auch in Festgestein mit großen Rissöffnungen. Sie können leicht in die gröberen Bodenporen eindringen, Hohlräume ausfüllen, sich selbst bei geringem Injektionsdruck weit ausbreiten und behalten geforderte Eigenschaften auch im ausgehärteten Zustand bei (Widmann, 1996). Epoxidharze erweitern deutlich das Anwendungsspektrum, vgl. Bild 3.1. Typisches Einsatzgebiet für Epoxidharze in der Geotechnik ist die Injektion feinkörniger Böden oder von Festgestein mit feinen Trennflächensystemen. Allerdings sei darauf hinzuweisen, dass sie relativ kostenintensiv sind und daher trotz ihrer Vorzüge gegenüber klassischen Zugabestoffen hinsichtlich der hohen Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Benetzungseigenschaften nur für besondere Anwendungen reserviert bleiben. Neben mechanischen und hydraulischen Eigenschaften sind die Epoxidharze unter bodentoxikologischen Gesichtspunkten zu beurteilen (Giese, 2007).

Je nach beabsichtigtem Einsatzziel einer Injektion, Bodenverfestigung oder Reduzierung der Durchlässigkeit, und in Abhängigkeit der anstehenden Bodenart werden die unterschiedlichen Epoxidharze mit angepassten Mischungsverhältnissen zwischen den beiden Komponenten ausgewählt. Die im letzten Abschnitt vorgestellten Eigenschaften des Grundmaterials können durch die Zugabe weiterer Füllstoffe modifiziert werden. Als Füllstoffe

werden Aluminiumsilikat, Bariumsulfat, Calciumcarbonat, Calciumsulfat und Kaolin-Ton, zumeist als Streckmittel oder im Fall von Graphit als Schmiermittel der Mischung beigegeben. Letztendlich dienen die Zusatzstoffe auch dazu, die Kosten zu senken. Weiterhin reduzieren Füllstoffe die Wärmeentwicklung, verringern die Härtungsschrumpfung sowie den Wärmeausdehnungskoeffizienten und erhöhen die Viskosität. Die mechanischen Eigenschaften Zugfestigkeit, Dehnung und Druckfestigkeit werden durch die Zugabe körniger Füllstoffe beeinträchtigt.

Durch die Zugabe von Epoxidharzen lassen sich bodenmechanische Eigenschaften reiner Tonböden ändern. Zu einem typischen Ton (*Thonnakkal clay*) mischten Smitha und Twinkle (2016) ein Epoxidharz mit einem Anteil von bis zu 10%. Während sich der optimale Wassergehalt nur moderat um ca. 2% verringerte, erhöhte sich die zugehörige Trockendichte deutlich um etwa 20%. Der Wert der einaxialen Druckfestigkeit stieg von ursprünglich 136 kPa für unbehandelte Proben nennenswert auf etwa 285 kPa für Proben, die mit 10% Epoxidharz vergütet waren, an.

Die Möglichkeit, mechanische Eigenschaften eines feinkörnigen Bodens durch die Zugabe von Epoxidharzen zu verbessern, zeigten u. a. Ajayi-Majebi et al. (1991) auf. In den Untersuchungen wurde ein zweikomponentiges Additiv, zusammengesetzt aus Bisphenol A-Epichlorohydrin und einem Polyamide-Härter, mit unterschiedlichen Ton-Schluff-Gehalten gemischt. So führte bereits die geringfügige Zugabe von 0,25 Gew.-% zu einer nennenswerten Steigerung des CBR-Wertes (*California Bearing Ratio*) gegenüber einer unbehandelten Probe, Bild 3.4. Neben dem Wassergehalt zeigte sich auch der Einfluss der Temperatur während der Aushärtezeit. Auf Basis ihrer Versuche stellten die Autoren ein – für diese Versuche gültiges – anwendungsfreundliches Nomogramm vor, mit dessen Hilfe sich der CBR-Wert für unterschiedliche Ton-Schluff-Gemische des untersuchten Bodens, Wassergehalte sowie Aushärtungstemperaturen und Anteile an Epoxidharz abschätzen lässt.

Untersuchungen an feinkörnigen Sanden zeigen, dass die Festigkeiten und auch die Steifigkeit mit zunehmendem Feinkornanteil bei gleichbleibendem Anteil an Epoxidharz abnehmen. Dieser Effekt der Festigkeitsabnahme basiert darauf, dass die Feinanteile mit wachsendem Gehalt das Grobkorn

umschließen und das Injektionsgut nicht den gesamten Probenbereich umfassen kann.

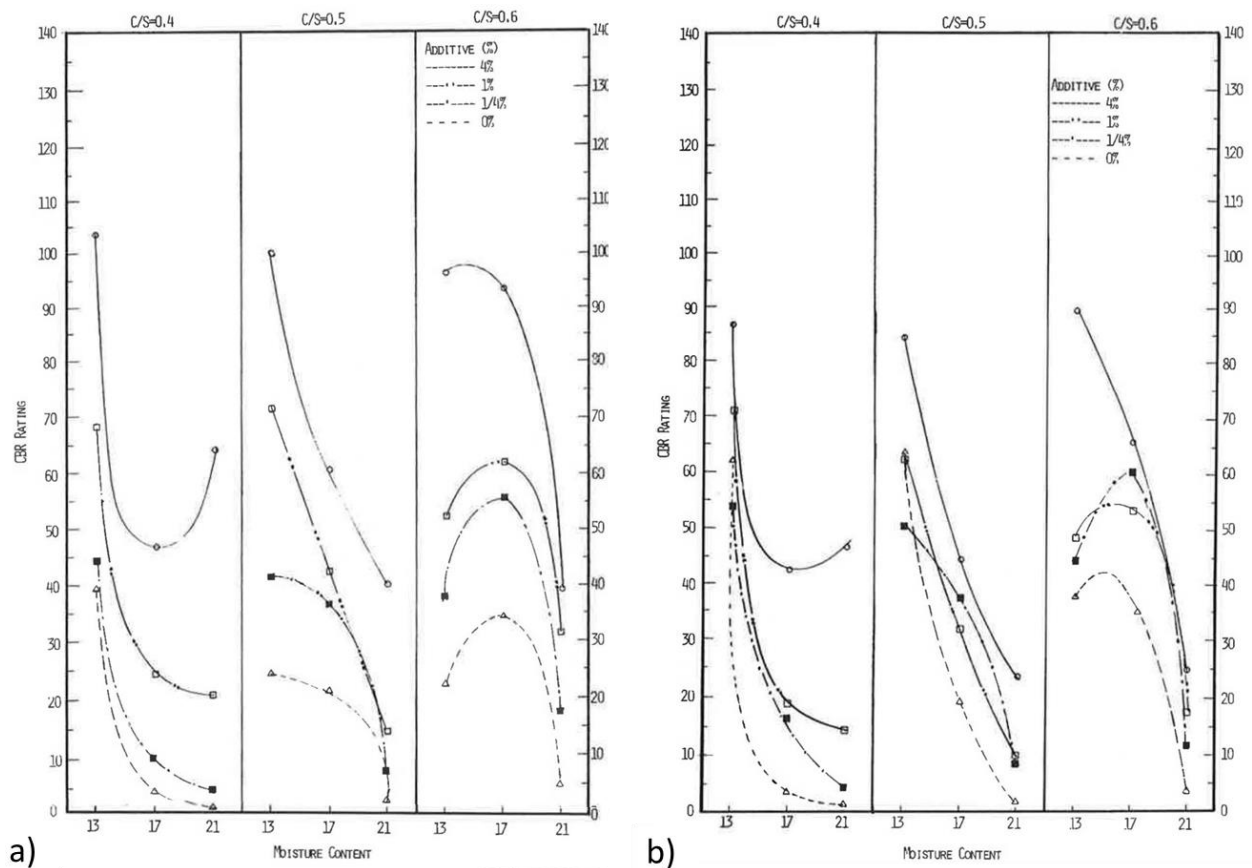


Bild 3.4: CBR-Werte an Ton-Schluff-Böden bei unterschiedlichen Zugaben an Epoxidharzen in Abhängigkeit des Feuchtegehaltes bei 3-tägiger Aushärtezeit unter a) $T \approx 32^\circ\text{C}$ und b) $T \approx 5^\circ\text{C}$. (Ajayi-Majebi et al., 1991)

Im Bild 3.5 ist der Einfluss des Feinkornanteils auf die Festigkeit bei unterschiedlichen Bindemittelanteilen sowie die Entwicklung der Steifigkeit für die beiden variablen Einflüsse (Feinkornanteil und Zugabe an Epoxidharz) zusammengestellt (Naeini und Ghorbanalizadeh, 2010). Die Entwicklung der Festigkeit und der Steifigkeit nimmt sowohl über die Aushärtezeit, ähnlich dem Verhalten bei hydraulischen Bindemitteln, als auch mit zunehmendem Anteil an Epoxidharz zu (Bild 3.6).

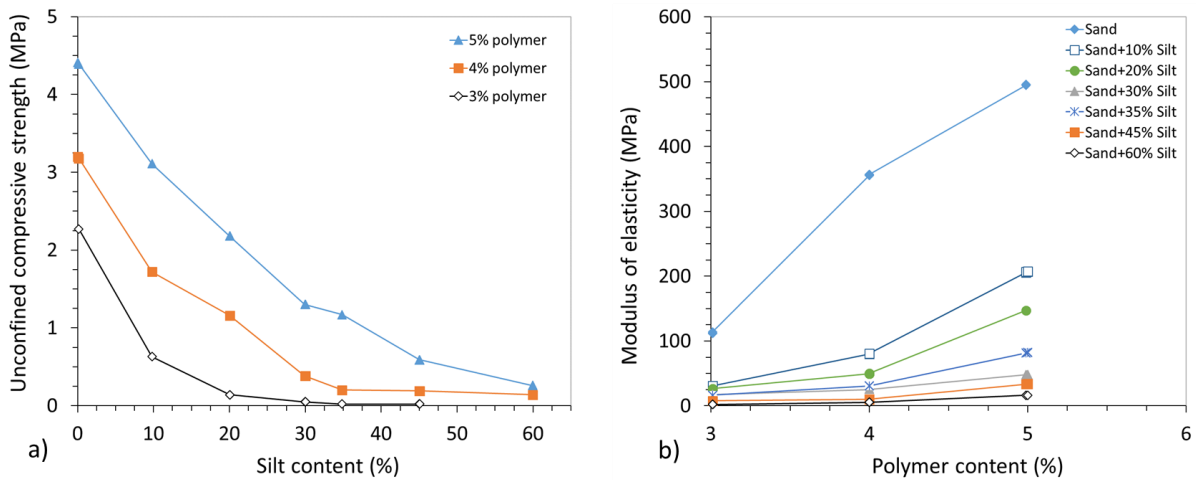


Bild 3.5: a) Einaxiale Druckfestigkeiten von vergütetem Sand mit unterschiedlichen Feinkornanteilen und Anteil an Epoxidharz. b) Elastizitätsmodul in Abhängigkeit des Bindemittelanteils bei unterschiedlichen Feinkornanteilen. (Naeini & Ghorbanalizadeh, 2010)

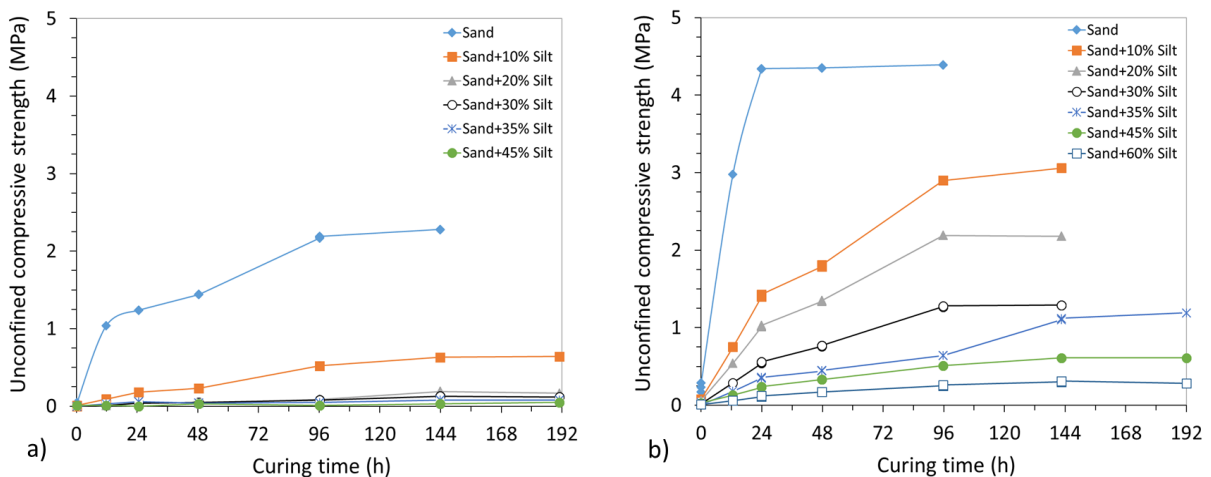


Bild 3.6: Einfluss der Aushärtungszeit auf die einaxiale Druckfestigkeit an Sandproben mit unterschiedlichem Feinanteil und a) 3% Epoxidharzanteil bzw. b) 5% Epoxidharzanteil. (Naeini & Ghorbanalizadeh, 2010)

Neben dem bereits genannten Temperatureinfluss ist auch die Umgebungsfeuchte von essentieller Bedeutung. Nach einer Aushärtungszeit von 8 Tagen unter Raumbedingungen wurden Proben wassergelagert und anschließend nach unterschiedlicher Lagerungsdauer zwischen 24 Stunden und weiteren 8 Tagen die Festigkeiten bestimmt. Wie im Bild 3.7 erkennbar,

nehmen die ermittelten Werte für die Proben, die lediglich 24 Stunden wassergelagert waren, zunächst ab, steigen jedoch dann wiederum geringfügig an und verbleiben unter dem Wert, der für trockene Umgebungsbedingungen ermittelt wurde.

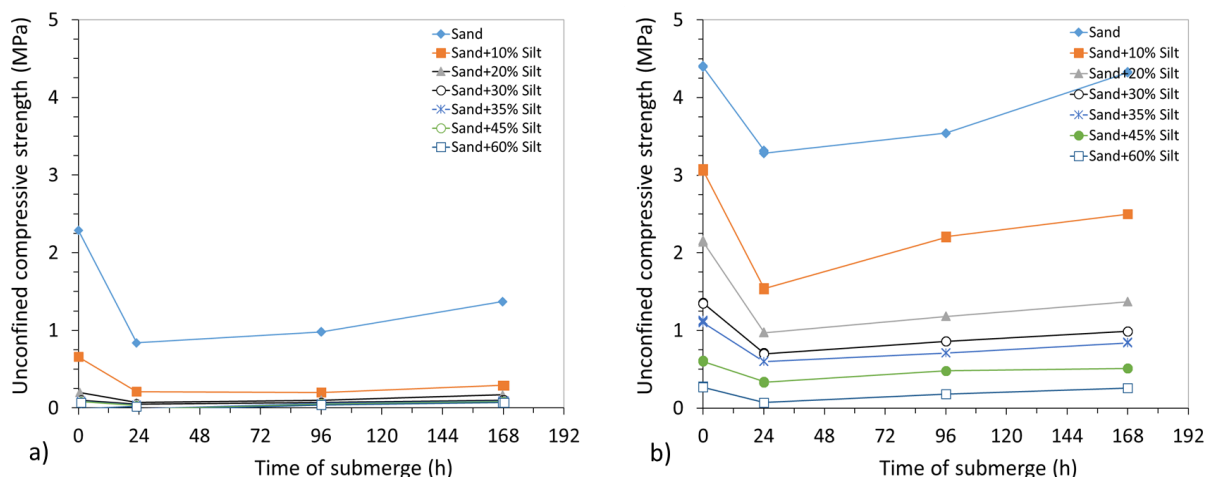


Bild 3.7: Einfluss der Lagerungszeit unter Wasser auf die einaxiale Druckfestigkeit an Sandproben mit unterschiedlichem Feinanteil und a) 3% Epoxidharzanteil bzw. b) 5% Epoxidharzanteil. (Naeini & Ghorbanalizadeh, 2010)

Dieses Verhalten ist darin begründet, dass das umgebende Wasser als Katalysator wirkt. Unter trockenen Bedingungen stand außer Polyamid kein Katalysator zur Verfügung. Wenn die Proben im Wasser eingetaucht sind, reagieren die H^+ -Ionen des Wassers mit den dreigliedrigen Epoxidringen, öffnen diese und verbliebener Härter (Polyamid) kann leicht mit dem Harz reagieren.

Werden Sande mit Hilfe von Epoxidharzen vergütet, so hängt der Erfolg einer Verbesserung sehr stark von der Kornverteilungslinie bzw. dem größten und kleinsten Korndurchmesser ab. Dies konnten Anagnostopoulos et al. (2004) an zwei unterschiedlichen, reinen Sanden, bezeichnet als „C“ (*coarse*) und „F“ (*fine*), nachweisen. Die Kornverteilungslinien der beiden Sande liegen innerhalb der beiden Korngrößen $(d_{\min} / d_{\max})_C = 0,149/2,1$ mm und $(d_{\min} / d_{\max})_F = 0,076/2,1$ mm. Als Epoxidharz wurde ein wasserlösliches Produkt, zu gleichen Teilen aus Harz und Härter bestehend, verwendet. Die Mischungsverhältnisse W/R zwischen Wasser und Epoxidharz (*resin*) variierten zwischen 1:1 und 1:3 und führten somit zu unterschiedlichen

Anteilen an Epoxidharz innerhalb der Versuchsreihe. Die Versuche wurden als sogenannte inverse Säulenversuche durchgeführt (DIBt, 2009; Wagner, 2011). Bei dieser Versuchstechnik wird eine Bodenprobe von unten nach oben (invers) mit Injektionsgut bei konstanter Fließgeschwindigkeit durchströmt. Die Säulenhöhe betrug bei den vorliegenden Versuchen 1,50 m. Nachdem eine Epoxidharzmasse, äquivalent zu 120% des Porenanteils der Sandprobe, die Säule durchströmt hatte (*one-shot-process*), wurden die Versuche gestoppt, in der ersten Versuchsreihe eine eintägige Aushärtungszeit abgewartet und anschließend die Säule in 20 cm lange Teilproben für die weiteren Untersuchungen unterteilt. In der zweiten Versuchsreihe erfolgte eine unmittelbare Nachinjektion mittels einer Natriumsilicat-Lösung (*two-shot-process*) mit der anschließenden Vorgehensweise wie bei der ersten Reihe. Die Ergebnisse einaxialer Druckversuche an vergüteten feinkörnigen und grobkörnigen Sandproben sind im Bild 3.8 für beide Sande gegenübergestellt.

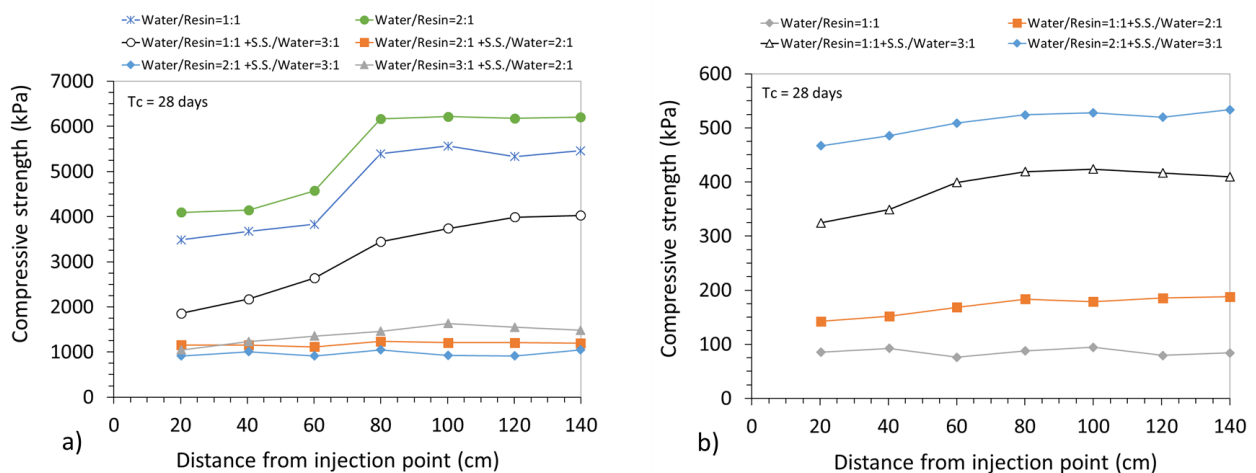


Bild 3.8: Einaxiale Druckfestigkeit an vergüteten, feinkörnigen (a) und grobkörnigen (b) Sandproben bei unterschiedlichen Zugaben an Epoxidharzen sowie Natriumsilikat-Lösungen nach 28 Tagen Aushärtung. (Anagnostopoulos et al., 2004)

Man erkennt, dass die Effizienz der Vergütung sehr stark von der Korngröße abhängt. Der feinkörnige Sand weist bei dem *one-shot-process* gegenüber dem grobkörnigen Sand nennenswert höhere Festigkeiten auf. Ebenso nehmen die erreichten Druckfestigkeiten mit dem Anteil an Epoxidharz zu. Ein weiterer Anstieg der Festigkeiten wurde durch die Natriumsilicatzugabe erreicht. Dies beruht darauf, dass die Na^+ -Ionen durch die negativ geladenen

hydrophilen Gruppen des Epoxidharzes angezogen werden, was wiederum zu einer Harzflockung und damit zur Abtrennung von der wässrigen Phase führt. Durch diesen Mechanismus wird die Harz-Härter-Reaktion beschleunigt, was letztendlich zu einer Festigkeitssteigerung führt. Mit zunehmendem Abstand vom Eintrittsniveau des Injektionsgutes verstärkte sich diese Beobachtung. Die Autoren führten dies auf partielle Auslaugung und Verschleppung des Epoxidharzes in Injektionsrichtung zurück.

Hinsichtlich der Porosität und Wasserdurchlässigkeit wurde festgestellt, dass die Werte trotz Nachvergütung gegenüber erstinjizierten Proben nicht wesentlich abnahmen. Dies wurde der Flockung und Schrumpfung der makromolekularen Ketten des Epoxidharzes und dem somit entstehenden Volumen in der starren Gitterstruktur des Harzes zwischen den Sandkörnern zugeschrieben.

Neben der Untersuchung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften bei der Zugabe von Epoxidharzen ist es nicht zuletzt im Hinblick auf die Kosten von immenser Bedeutung, ein kostengünstiges Produkt bereitzustellen. So können wasserlösliche Epoxide beispielsweise mit Wasser bis zu dem Doppelten ihres Volumens verdünnt werden und so mit einem höheren Anteil an Wasser versetzt werden, solange gewünschte Eigenschaften noch erzielbar sind. Diesem wirtschaftlichen Gewinn stehen entsprechende Einbußen auf Seiten der angestrebten Verbesserungen gegenüber.

Die Auswirkungen von unterschiedlichen Mischungsverhältnissen ER/W zwischen Epoxidharz (ER) und Wasser (W) untersuchten Anagnostopoulos und Papaliangas (2012) für einen Mittelsand und ein ausgewähltes Epoxid. Hierbei variierte das Verhältnis zwischen 1:2 und 2:1. Exemplarisch für die Versuchsreihen sind im Bild 3.9 die Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen zu unterschiedlichen Aushärtungszeitpunkten dargestellt.

Die Festigkeitszunahmen sinken mit steigendem Wasseranteil. In diesem Falle wirkt das Wasser nicht als Katalysator, sondern verhindert zu einem gewissen Grad, dass Teile der hydrophilen Epoxide mit dem Härter reagieren können. In der Konsequenz kann sich die Epoxidharz-Polymer-Matrix nur unvollständig und somit weicher ausbilden. Analog zu den Druckfestigkeiten zeigt sich der Effekt bei der Zugfestigkeit und der Steifigkeit (Bild 3.10).

Auch hier fallen die entsprechenden Werte mit abnehmendem ER/W-Verhältnis ab.

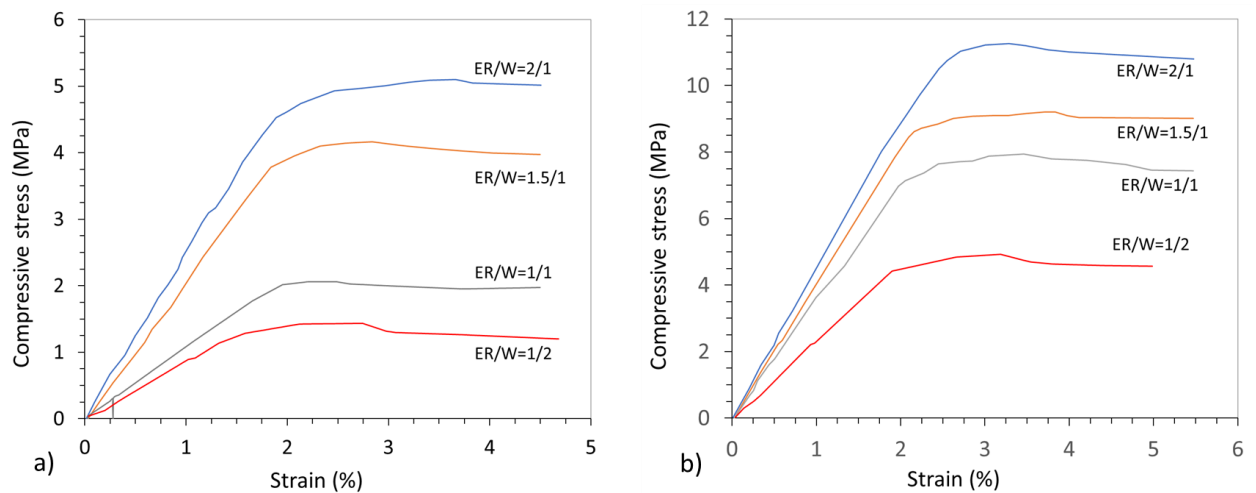


Bild 3.9: Arbeitslinien von einaxialen Druckfestigkeitsversuchen an vergüteten Sandproben bei unterschiedlichen Zugaben an Epoxidharz/Wasser-Verhältnissen (ER/W) nach einer Aushärtungszeit von a) 3 Tagen und b) 90 Tagen. (Anagnostopoulos & Papaliangas, 2012)

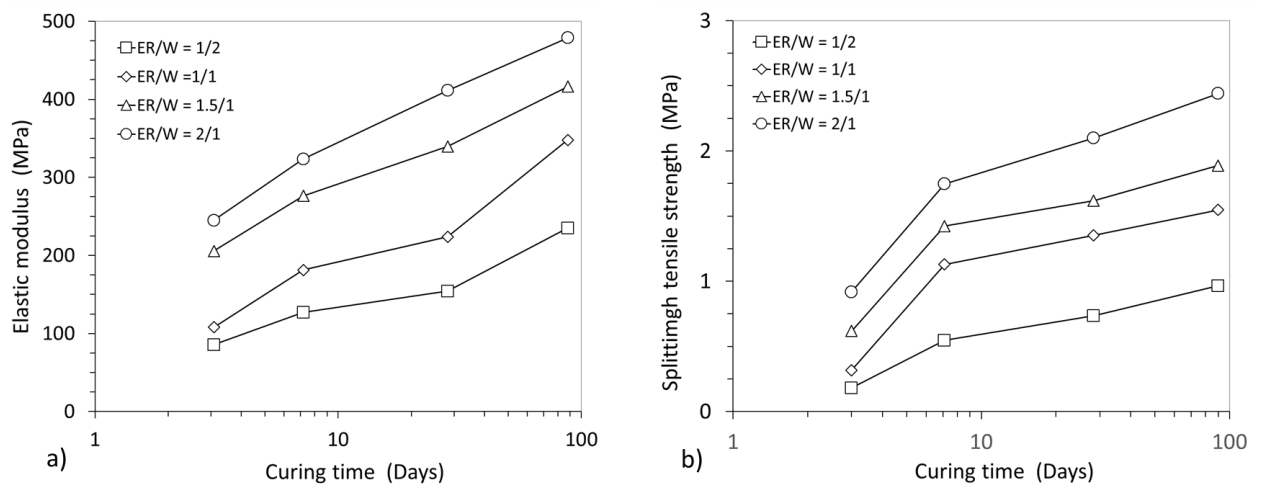


Bild 3.10: a) Elastizitätsmodul und b) Zugfestigkeit an vergüteten Sandproben bei unterschiedlichen Zugaben an Epoxidharz/Wasser-Verhältnissen (ER/W) in Abhängigkeit der Aushärtungszeit. (Anagnostopoulos & Papaliangas, 2012)

Die Auswirkungen sind in gleicher Form bei ermittelten Scherfestigkeitsparametern aus Triaxialversuchen zu erkennen. Zunächst wurde bei Seitendrücken zwischen 1 MPa und 5 MPa ein Materialverhalten der vergüteten Sandproben erwartungsgemäß festgestellt: Mit zunehmendem Anteil an Epoxidharz und Seitendruck erhöht sich die Peakscherfestigkeit sowie die Anfangssteifigkeit, ermittelt aus der entsprechenden Arbeitslinie.

Die Auswertung der Ergebnisse von Triaxialversuchen führen Anagnostopoulos und Papaliangas (2012) zu folgenden Ergebnissen, Bild 3.11: i) Im Vergleich zu dem Scherfestigkeitswinkel $\varphi \approx 33^\circ$ der unbehandelten Probe ist der Reibungswinkel der vergüteten Proben zu jedem Prüfzeitpunkt deutlich kleiner, wobei sich bei der Streubreite zwischen $18,5^\circ$ und $23,5^\circ$ keine einheitliche Tendenz feststellen lässt. ii) Die für die Kohäsion erhaltenen Werte hingegen bestätigten den deutlichen Einfluss des ER/W-Verhältnisses und der Aushärtungszeit. Eine Erhöhung des Verhältnisses und der Aushärtungszeit führte bei den untersuchten Materialien zu einem Maximalwert von nahezu 5 MPa.

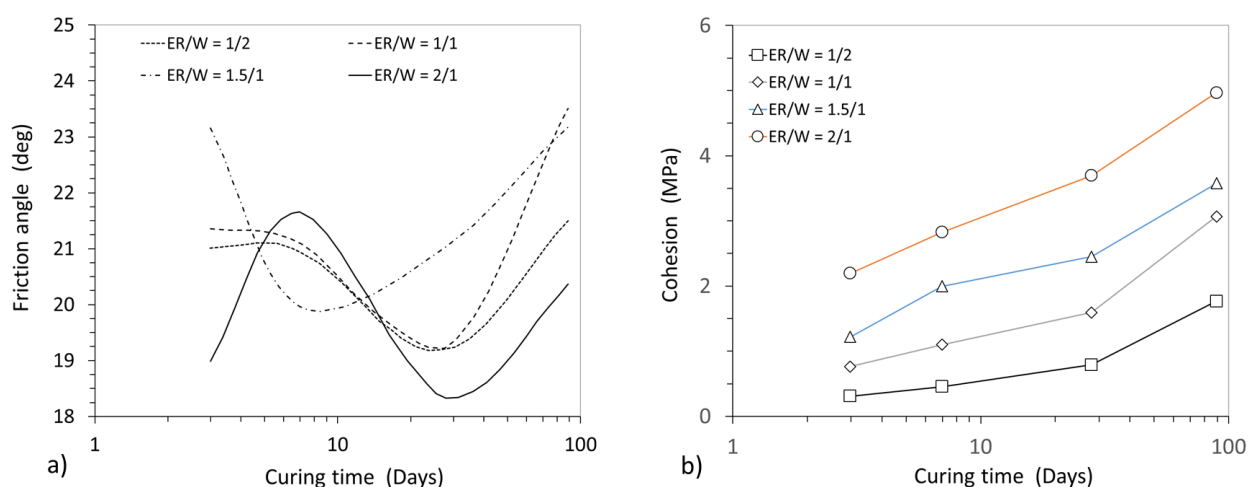


Bild 3.11: a) Reibungswinkel und b) Kohäsion an vergüteten Sandproben bei unterschiedlichen Zugaben an Epoxidharz/Wasser-Verhältnissen (ER/W) in Abhängigkeit der Aushärtungszeit. (Anagnostopoulos & Papaliangas, 2012)

Die Entscheidung, welche Art an Injektionsmittel eingesetzt wird, hängt von unterschiedlichen Randbedingungen ab. Insbesondere bei Sanden kann der Einsatz mehrerer Produkte zielführend sein. Allerdings dürfen einzelne Anforderungen nie isoliert betrachtet werden. Beispielsweise seien die

Untersuchungen von Payne (1966) genannt. Proben eines *A-1-b*-Sandes (AASHTO-Klassifizierung *American Association of State Highway and Transportation Officials*) wurden mit Epoxidharz in unterschiedlichen Anteilen und vergleichsweise auch mit unterschiedlichen Gewichtsanteilen an Portlandzement vermischt, um die Auswirkungen beider Verbesserungsmöglichkeiten zu vergleichen. Als Versuche wurden Frost-Tau-Wechsel-Versuche, Bewässerungs-Austrocknungsversuche und schließlich einaxiale Druckversuche durchgeführt. Für die Bewertung des verbesserten Baustoffs wurden neben der Festigkeitsentwicklung die auftretenden Materialverluste bei Frost-Tau-Wechsel- sowie Be- und Entwässerungs-Versuchen beurteilt. Im Bild 3.12 sind als Ergebnis dieser Versuche die abgewitterten Gewichtsanteile (Materialverlust) nach 12 Zyklen und im Bild 3.13 die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche für beide Varianten dargestellt.

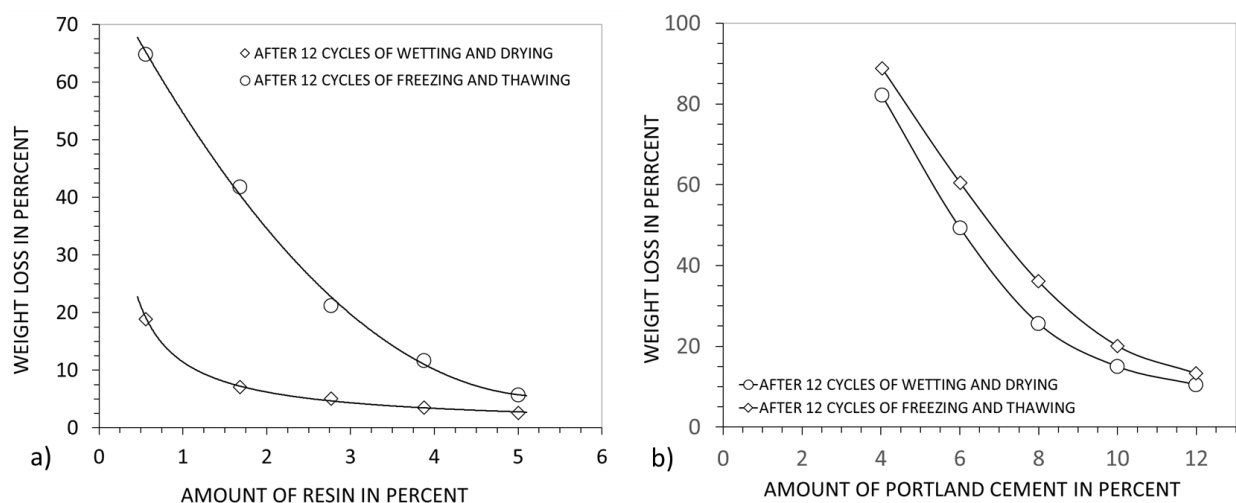


Bild 3.12: Gewichtsanteil der abgewitterten Anteile nach 12 Frost-Tau-Wechseln bzw. Be- und Entwässerung in Abhängigkeit der Bindemittelzugabe für a) Epoxidharz und b) Zement. (nach Payne, 1966)

Wählt man nun als Kriterium einen zulässigen Grenzwert für den Anteil an Materialverlust infolge Abwitterung von beispielsweise 15%, so führt dies für Epoxidharz zu einem Mindestansatz von etwa 3,5% und bei Portlandzement zu nahezu 10%. Die hierbei erreichten Festigkeiten unterscheiden sich mit etwa 1.000 psi (6,9 MPa) bei der Epoxidverbesserung und 290 psi (2 MPa) bei Verwendung von Portlandzement drastisch. Wird im umgekehrten Fall

eine Festigkeit von beispielsweise 500 psi (3,5 MPa) angestrebt, so ist eine Zugabe von etwa 2% Epoxidharz erforderlich, verbunden mit etwa 40% Materialverlust, gegenüber 11,5% Zementzugabe und rund 8% Materialverlust.

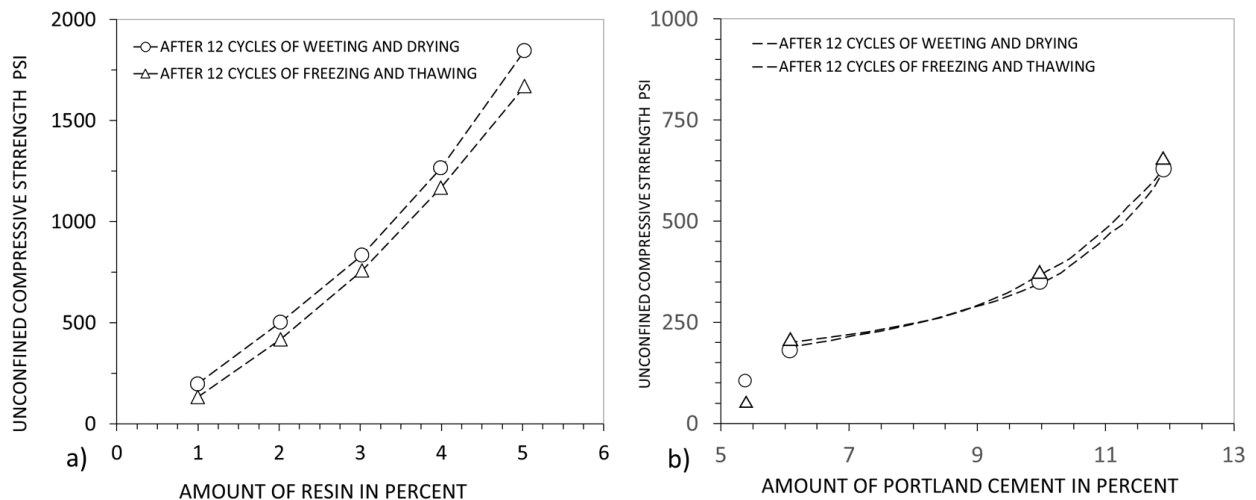


Bild 3.13: Variation der einaxialen Druckfestigkeit an mechanisch beanspruchten Sandproben in Abhängigkeit des a) Epoxidharzanteils und b) Zementanteils. (nach Payne, 1966)

Insbesondere unter diesem Gesichtspunkt erscheint es durchaus sinnvoll, die spezifischen Eigenschaften unterschiedlicher Injektionsgüter zu kombinieren. Entsprechende Versuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit, des Elastizitätsmoduls, Scherfestigkeitsparameter und erste Untersuchungen zur Abschätzung des Kriechverhaltens führte Anagnostopoulos (2015) durch. Für einen typischen schluffigen Ton (Tsirambides, 2004) wurden als Verbesserungsmaßnahme unterschiedliche Anteile eines wasserlöslichen Epoxidharzes mit einer Portlandzement-Zugabe kombiniert und dem Materialverhalten ohne Zementzugabe gegenübergestellt. Stellvertretend für die Ergebnisse sind im Bild 3.14 die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten zweier ausgewählter Mischungen C1 und C4 zu unterschiedlichen Aushärtungszeitpunkten dargestellt.

Die Mischungen C1 und C4 unterscheiden sich in dem beigemischten ER/W-Verhältnis: $ER/W_{C1} = 1:2$, $ER/W_{C4} = 2:1$. Neben einer Probe ohne Zementzugabe sind zwei Proben mit 20% bzw. 30% versetzt. Zunächst bestätigen die Ergebnisse auch die Feststellungen wie sie für Sand registriert

wurden (Bild 3.9): Die Festigkeitszunahme sinkt auch bei diesem Bodentyp mit steigendem Wasseranteil.

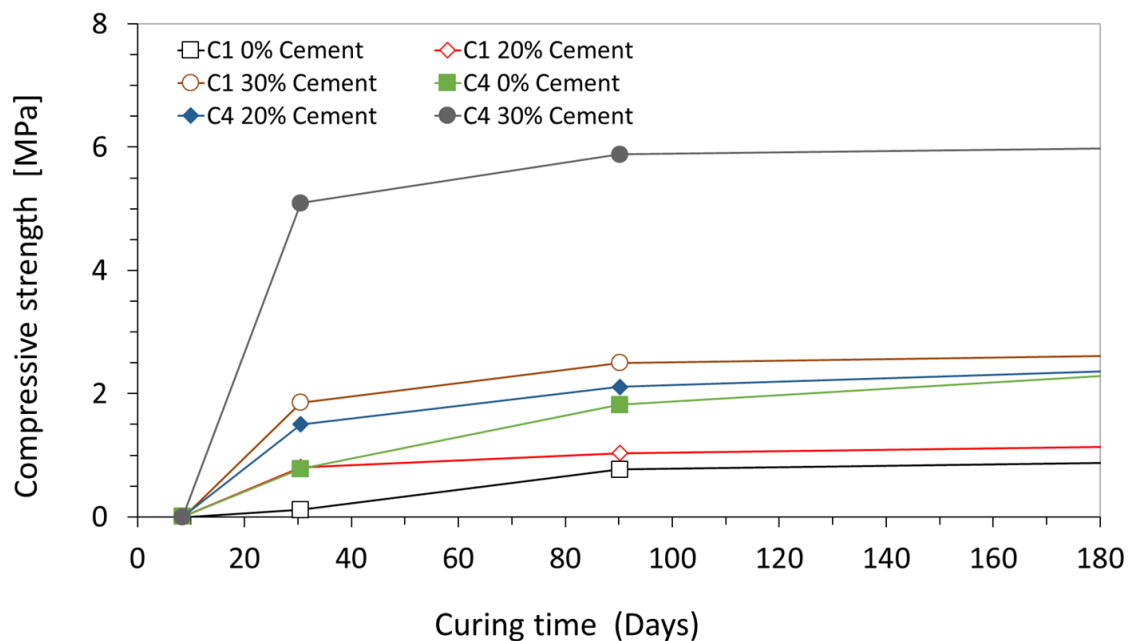


Bild 3.14: Einaxiale Druckfestigkeiten zweier Sand-Epoxid-Mischungen C1 und C4 in Abhängigkeit der Aushärtungszeit und bei unterschiedlichen Zementbeimischungen von 0%, 20% und 30%. (nach Anagnostopoulos, 2015)

Die Zugabe von Zement bewirkt die Bindung großer, ansonsten unverbraucht anstehender, Wassermengen durch die einsetzenden puzzolanischen Reaktionen, so dass die Reaktionen zwischen dem Epoxidharz und dem Härter gefördert werden. Die hieraus resultierende nennenswerte Festigkeitszunahme ist im Bild 3.15 deutlich erkennbar.

Zusätzlich bewirkt das Vorhandensein von Zement in den Mischungen eine Erhöhung der Alkalität, die als Katalysator bei der Umsetzung von Epoxidharz mit Härter zur Bildung einer vernetzten Polymerstruktur wirkt (Ohama, 1995). Des Weiteren führen die freigesetzten Ca^{2+} -Ionen, die sich aus der Hydratationsreaktion des Zements ergeben, zu einer ausgeflockten Mikrostruktur des Boden-Zement-Gemisches mit einer erhöhten Anzahl von Kontakten und einer Bindung zwischen benachbarten Tonteilchen und Zementprodukten (Chew et al., 2004; Lee et al., 2005; Horpibulsuk et al., 2010).

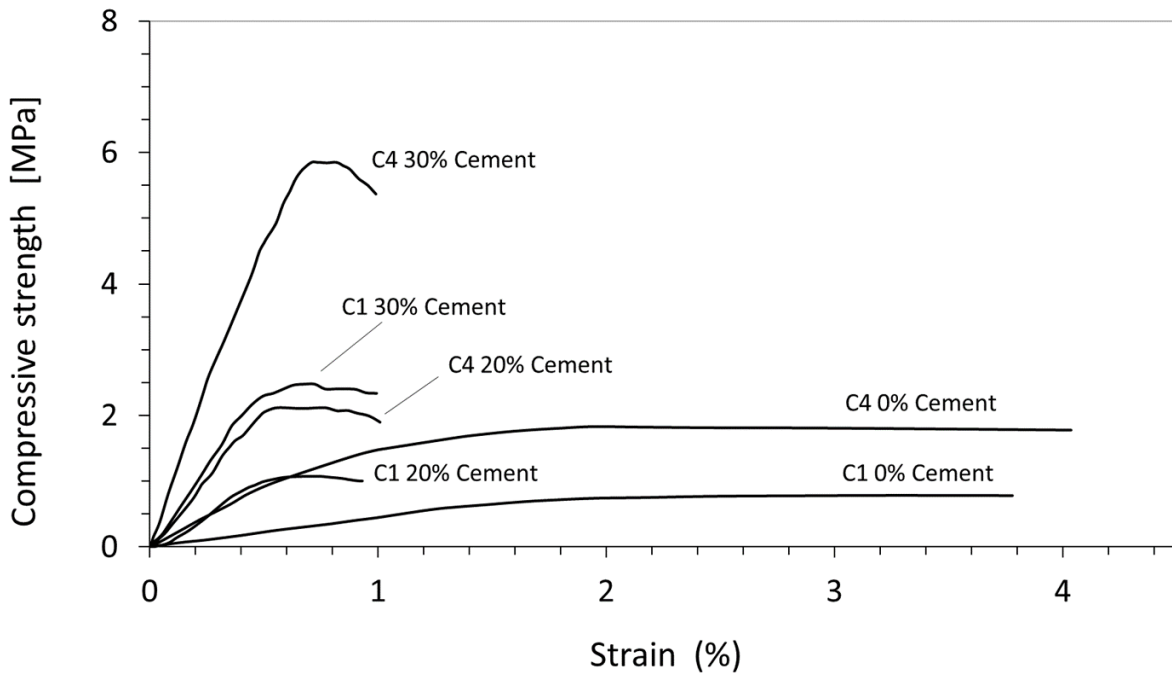


Bild 3.15: Einaxiale Druckspannung vs. Vertikaldehnung zweier Mischungen C1 und C4 nach 90 Tagen Aushärtungszeit bei unterschiedlichen Zementanteilen. (nach Anagnostopoulos, 2015)

Hinsichtlich der Scherfestigkeitsparameter wurde festgestellt, dass für die unterschiedlichen Mischungsverhältnisse sowohl der Reibungswinkel als auch die Kohäsion mit $\varphi \approx 17^\circ$ - 37° und $c \approx 0,1$ MPa-2,6 MPa erheblich oberhalb der Werte des unvergüteten Bodens lagen ($\varphi = 11,2^\circ$, $c = 3,2$ kPa).

Geeignete Epoxidharze können mit Wasser kostengünstig verdünnt werden und führen auch in diesem Zustand noch zu einer Verbesserung (Anagnostopoulos & Papaliangas, 2012). Allerdings geschieht dies zu Lasten der Festigkeit, die proportional zu der dem Epoxidharz zugegebenen Wassermenge abnimmt. Um die Festigkeitsentwicklung durch eine geeignete Form der Entwässerung zu beschleunigen, untersuchten Anagnostopoulos et al. (2014a, b) die Möglichkeit, das Verfahren der Elektroosmose anzuwenden. Bei dem Verfahren handelt es sich um eine bewährte Methode, Böden zu entwässern bzw. die Festigkeitseigenschaften zu verbessern (Ou et al., 2009; Abdullah & Al-Abadi, 2010; Liaki et al., 2010). Sandproben mit Vergütungsverhältnissen zwischen Epoxidharz (ER) und Wasser (W) von ER/W = 2:1 bis 1:2 wurden unter Raumtemperatur über einen Zeitraum von mehreren Tagen mit einem Spannungsgradienten von 3 Volt/cm beaufschlagt. Mit zunehmender Zeit nahm die gemessene

Stromstärke aufgrund des anwachsenden elektrischen Widerstandes in der Probe ab (Bild 3.16).

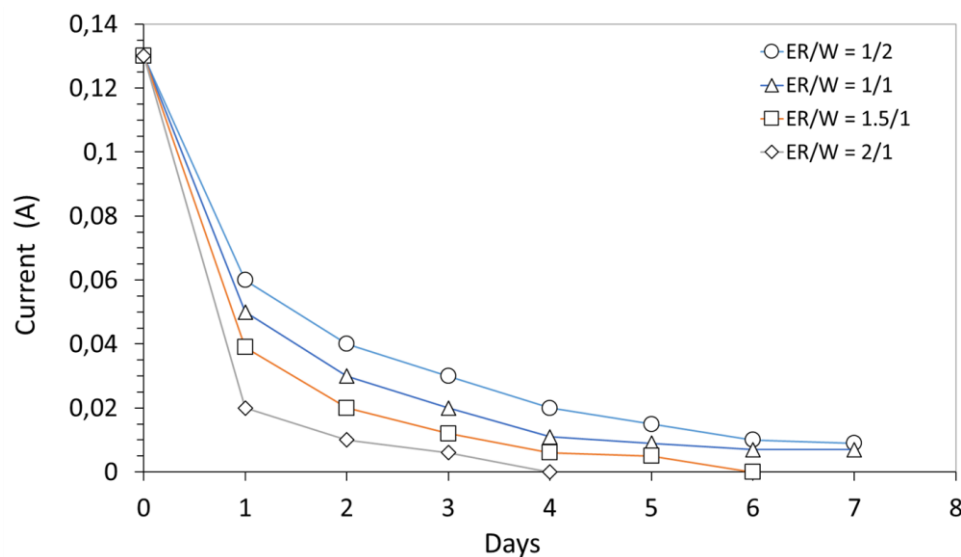


Bild 3.16: Variation der Spannung in Abhängigkeit der Zeit während Elektrosmose an Sandproben bei unterschiedlichen ER/W-Verhältnissen. (Anagnostopoulos, 2014a)

Mit Abschluss der Elektrosmose wurden die Proben den vorgesehenen Untersuchungen unterzogen. Als Ergebnis der Untersuchungen sind im Bild 3.17 die einaxialen Druckfestigkeiten von konditionierten Sandproben in Abhängigkeit des ER/W-Verhältniswertes aufgetragen. Ebenso aufgezeichnet sind die Ergebnisse derjenigen Proben, die zuvor der Elektrosmose unterzogen wurden. Es ist ersichtlich, dass die Festigkeitsentwicklung der elektroosmotisch behandelten Proben auf einem nennenswert höheren Niveau abläuft als es für die unbehandelten, 7 Tage alten Mischungen der Fall ist. Insbesondere bei Mischungen mit einem ER/W-Verhältnis von 0,5 erreichten die Festigkeiten der elektroosmotisch behandelten Proben die Werte der 28 Tage-Festigkeit unbehandelter Proben. Mit zunehmendem ER/W-Verhältnis nimmt sowohl die Dauer der elektroosmotischen Einwirkung als auch die Effektivität der Methode verständlicherweise ab. Diese Ergebnisse lassen sich in gleicher Weise auf die Entwicklung der Zugfestigkeit bzw. der Steifigkeit übertragen.

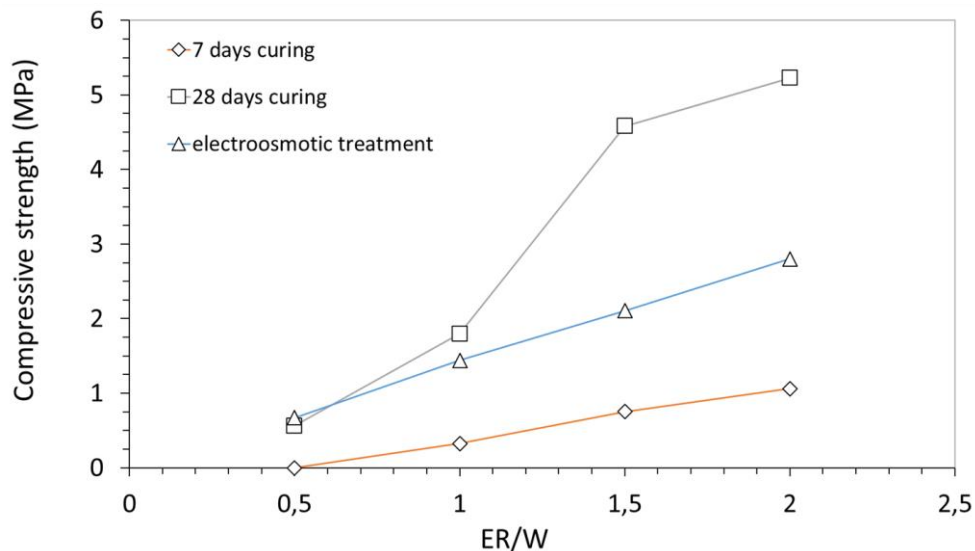


Bild 3.17: Einaxiale Druckfestigkeit von verbesserten Sandproben in Abhängigkeit unterschiedlicher ER/W-Verhältnissen nach 7 Tagen und 28 Tagen Aushärtungszeit sowie Anwendung von Elektroosmose. (Anagnostopoulos, 2014a)

3.4 Anwendung von Epoxidharzen im Festgestein

Die Anwendung von Injektionsverfahren im Festgestein ist eine bewährte Praxis im Spezialtiefbau. Als maßgebliche Anwendungsfelder sind der Tunnel- und Hohlraumbau sowie der Untertagebergbau zu nennen. In der Bergbauindustrie werden injizierbare Harze und Epoxide seit den 1960er Jahren verwendet, um unterirdische Kohleminen zu stabilisieren. Insbesondere wenn es um die Verbesserung mechanischer oder hydraulischer Eigenschaften der anstehenden Gesteinsmassen geht, bieten allgemein Injektionen eine mögliche Lösungsmöglichkeit (Borulev et al., 1997).

Im Gegensatz zu punktuellen Sicherungselementen wie beispielsweise Anker oder Nägel, die zusätzlich ein flächenhaft wirkendes Sicherungselement erfordern, ist der Einsatz von Injektionsverfahren von Vorteil. Geeignete Injektionsmittel führen zu großräumiger Stabilisierung und Sicherung brüchiger oder zerrütteter Gesteinszonen. Des Weiteren ist auch der gezielte Einsatz bei ausgezeichneten Störzonen wie beispielsweise diskreten Trennflächen oder Klüften denkbar. Ein nennenswertes Beispiel für eine gelungene Altbergbausicherung präsentieren Wehinger et al. (2010). Hier wurden für ein Besucherbergwerk im Basaltgestein die erforderlichen

Sicherungsmaßnahmen in First- und Pfeilerbereichen durch eine flächige Verklebung offener Klüfte und Risse mittels Epoxidharz umgesetzt.

Neben diesen Möglichkeiten mechanische Eigenschaften des Gesteins zu ertüchtigen, werden Injektionen auch zur Abdichtung gegen Wasser verwendet. Zur Auswahl stehen kostengünstige Zement-Wasser-Suspensionen, Harze oder Kunststofflösungen. Die Auswahl des Injektionsgutes richtet sich nach den vorliegenden Randbedingungen. So können beispielsweise herkömmliche Injektionen mit Zement-Wasser-Suspensionen nicht verwendet werden, wenn die Arbeiten in quelfähigem Gebirge stattfinden. Die Anwendungsgrenzen von Zementinjektionen liegen bei Rissweiten von etwa 0,2 mm bis 0,5 mm, was einer Felsmassenpermeabilität von $k = 10^{-6}$ m/s bis 10^{-8} m/s entspricht. Feinere Risse bis 0,1 mm können mit smektitreichen Suspensionen injiziert werden. Noch feinere Risse erfordern den Einsatz von Epoxid- oder weiteren Kunststofflösungen. Hierdurch lassen sich mögliche Wasserwegigkeiten unterbinden, wie es beispielsweise unumgänglich ist, wenn es um die Ablagerung von toxischen Stoffen oder Radionukliden geht (Frieg et al., 1998).

3.4.1 Eigenschaften unvergüteter Felsproben

Mechanisch wirksame Trennflächen beeinflussen bekanntermaßen die maximal aufnehmbare Scherfestigkeit $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, wobei σ_1 die größte und σ_3 die kleinste Hauptspannung bezeichnet. Wenn die Trennfläche beispielsweise parallel oder senkrecht zur aufgebrachten Belastung verläuft, hat sie keine Auswirkung auf die Probenfestigkeit. In Abhängigkeit der Trennflächenneigung β kann sich die aufnehmbare Scherfestigkeit jedoch deutlich verringern, Bild 3.18. Der geringste Wert wird bei einer Neigung von $\beta = 45^\circ + \varphi/2$ erreicht, wobei φ der Reibungswinkel des Trennflächenmaterials ist (Hudson und Harrison, 1997).

Die Erweiterung dieses Zusammenhanges auf ein Kluftsystem mit mehreren unterschiedlichen Trennflächenneigungen zeigt ebenfalls das Bild 3.18.

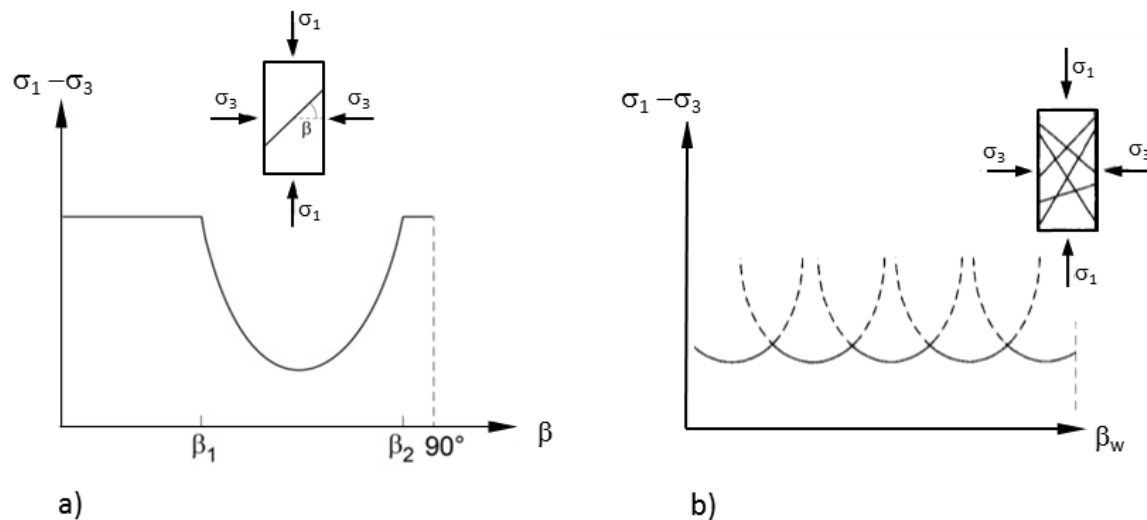


Bild 3.18: a) Abhängigkeit der Scherfestigkeit $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ von der Orientierung der Trennfläche. Der Kurvenverlauf im Bereich $\beta_1 \leq \beta \leq \beta_2$ wird durch die Scherfestigkeit der Trennfläche bestimmt, außerhalb dieses Bereiches ist die Gesteinsfestigkeit maßgebend (nach Hudson & Harrison, 1997).
b) Abhängigkeit der Scherfestigkeit $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ bei einem Kluftsystem mit unterschiedlichen Trennflächenneigungen. (Hudson & Harrison, 1997)

Jede einzelne Trennfläche würde die Probe entsprechend der Darstellung im linken Bild schwächen, wobei die Winkelpositionen der einzelnen Minimalwerte nicht zusammenfallen. Infolgedessen wird das Gestein in mehreren verschiedenen Richtungen gleichzeitig geschwächt. Die Probe neigt zu einer isotropen Festigkeit, in ähnlicher Form wie ein Lockergestein.

Nicht nur die Festigkeit, auch die Steifigkeit einer Felsprobe wird durch das Trennflächengefüge einer Gesteinsformation beeinflusst. Bei geringen Spannungsniveaus bestimmt das Verformungsverhalten der Klüfte das nichtlinear elastische Verhalten der Gesamtprobe, wenn diese Be- und Entlastungsvorgängen unterzogen wird. Deutlich wird dies anhand der Ergebnisse einaxialer Druckversuche zu Belastungsbeginn. Goodman (1976) untersuchte den Einfluss unterschiedlicher Kluftausbildung und gelangte zu dem Ergebnis, dass sich der Zusammenhang zwischen Kluftverformung und der zugehörigen Normalspannung mittels eines hyperbolischen Ansatzes beschreiben lässt, Bild 3.19.

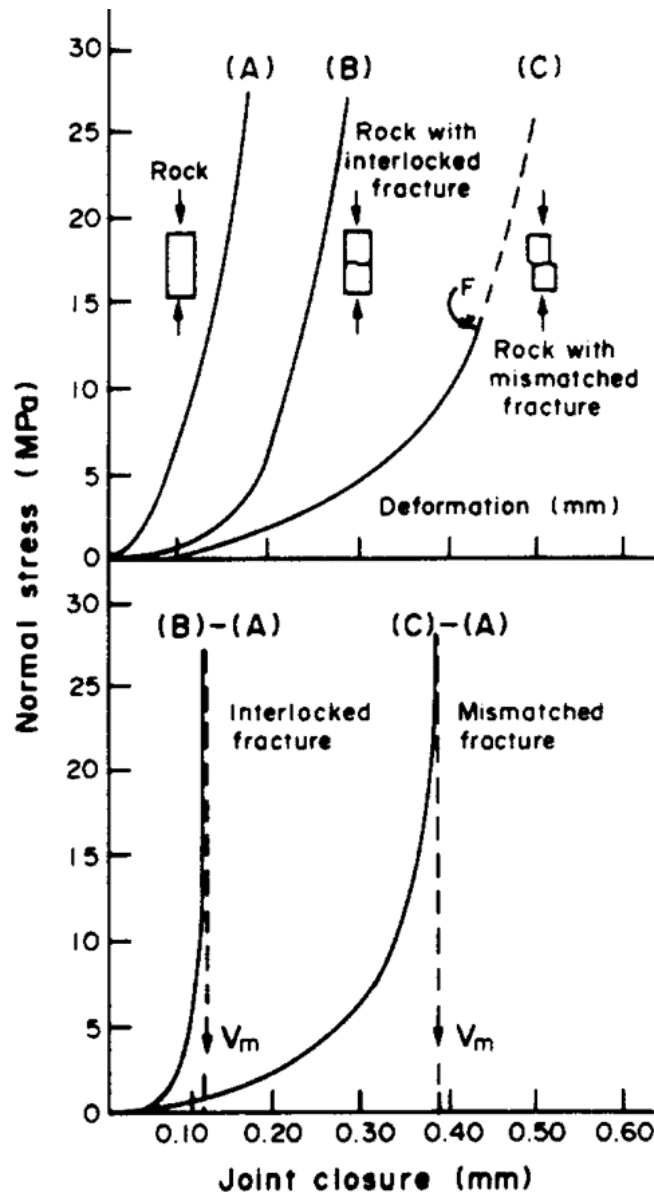


Bild 3.19: Vertikalspannung in Abhängigkeit der Probenverformung für intakte sowie geklüftete Felsproben. (nach Goodman, 1976)

Als maßgebliche Einflussgrößen auf die Steifigkeit werden genannt: i) Anfänglich vorhandene Kontaktfläche, ii) Öffnungsweite zwischen den Kluftwänden, iii) Rauigkeit der Kluftwände, iv) Festigkeit und Verformbarkeit der Kluftoberflächen und v) Mechanische Eigenschaften der Kluftfüllung. Quantitative Beziehungen zwischen der Verformung und relevanten Kluftparametern findet man bei Bandis et al. (1983). Als Parameter, die einfach mittels Rahmenscherversuchen und Fühlerlehre bestimmbar sind, werden angegeben: Festigkeit und Rauigkeit der Kluftoberflächen sowie Öffnungsweite. Hinsichtlich der auftretenden

Schubverformungen zeigt sich ein ähnliches hyperbolisches Verhalten, wobei die Nichtlinearität im Falle verwitterter Kluftflächen deutlicher und bei fest verzahnten frischen Kluftbereichen weniger ausgeprägt erscheint.

Der Wassergehalt ist einer der wichtigsten Faktoren, die die Gesteinsfestigkeit beeinflussen. Bereits bei einem Wassergehalt von 1% können sich die gesteinsmechanischen Eigenschaften beträchtlich ändern. Als Beispiel sei die einaxiale Druckfestigkeit genannt. Für unterschiedliche Sandsteine geben Vásárhelyi und Ván (2006) als Beziehung zwischen der einaxialen Druckfestigkeit im gesättigten und im trockenen Zustand, σ_{csat} bzw. σ_{c0} , an: $\sigma_{\text{csat}} = 0,759 \cdot \sigma_{\text{c0}}$. Den Einfluss des Wassergehaltes w auf die einaxiale Druckfestigkeit σ_c beschreiben Hawkins und McConnell (1992) mit einem exponentiellen Ansatz der Form

$$\sigma_c(w) = a \cdot \exp(-b \cdot w) + c \quad (3.1)$$

wobei a , b und c konstante, von der Gesteinsart abhängige Parameter sind (Vásárhelyi & Ván, 2006). Das Verformungsverhalten des Festgesteins wird ebenso vom Wassergehalt beeinflusst. In analoger Form wie für die Festigkeit lässt sich dieses Verhalten für den Elastizitätsmodul beschreiben (Vásárhelyi, 2003, 2005).

3.4.2 Eigenschaften vergüteter Proben

Als Injektionsmittel für die Vergütung von Klüften stehen unterschiedliche Materialien zur Verfügung. Die Auswahl richtet sich, neben weiteren Randbedingungen wie Festigkeit, Lösbarkeit oder auch Beständigkeit, vorwiegend nach der Injizierbarkeit des Festgesteins und somit nach der Durchlässigkeit bzw. den Öffnungsweiten des Kluftsystems. Der Zusammenhang mit geeigneten Materialien ist im Bild 3.20 (Nonveiller, 1989) dargestellt. Das Spektrum reicht von plastischen Zementmörteln bei großen Öffnungsbreiten der Klüfte oder Hohlräumen über Gele und Suspensionen bis hin zu Kunststofflösungen im Bereich sehr feiner Trennflächen.

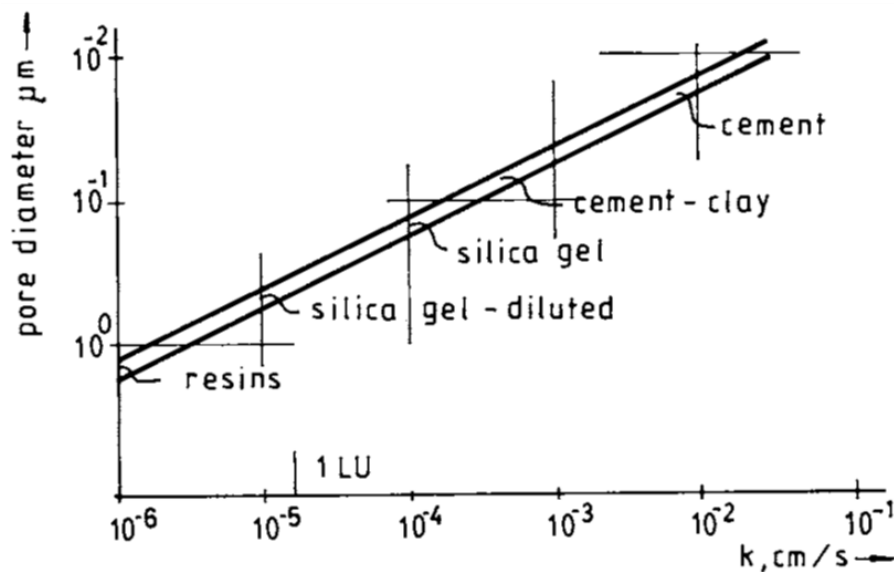


Bild 3.20: Durchlässigkeit und Porosität mit Anwendungsgrenzen unterschiedlicher Injektionsgüter. (Nonveiller, 1989)

In gleicher Weise, wie bereits bei der Verbesserung mechanischer Eigenschaften von Lockergesteinsböden eine Kombination unterschiedlicher Materialien eingesetzt wurde, Bild 3.15, sind auch hier entsprechende Zusammensetzungen denkbar. Epoxidharzsysteme, insbesondere wasserlösliche Epoxidharze, sind eines der Hauptharze, die für die Herstellung von polymermodifizierten Betonen und Mörteln verwendet werden (Issa & Debs, 2007; Aggarwal et al., 2007). Durch die Zugabe unterschiedlicher Anteile an Epoxiden lässt sich beispielsweise die Viskosität und die Fließgrenze eines Zementmörtels nennenswert steigern. Neben diesen Untersuchungen zeigen Anagnostopoulos et al. (2016) den Einfluss einer Harzzumischung zu einem Zementmörtel auf dessen mechanischen Eigenschaften. Exemplarisch für diese Untersuchungen sind im Bild 3.21 die Arbeitslinien einaxialer Druckversuche an vergüteten Zementmörtelproben bei unterschiedliche Zugaben von Epoxidharz einer unbehandelten Zementmörtelprobe nach einer Aushärungszeit von 90 Tagen gegenübergestellt.

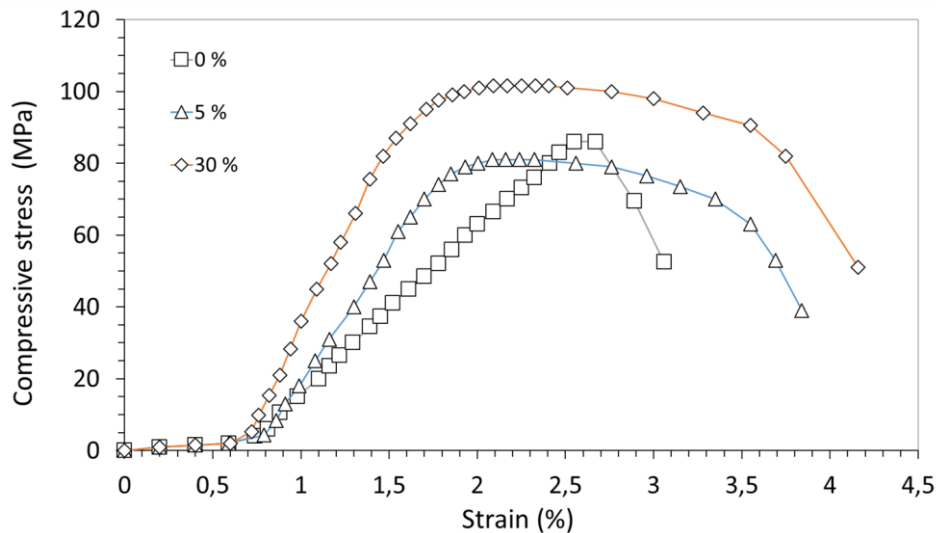


Bild 3.21: Arbeitslinien einaxialer Druckversuche an einer unvergüteten und zwei vergüteten Zementmörteln nach 90 Tagen Aushärungszeit. (Anagnostopoulos et al., 2016)

Zwar sind die Anfangsfestigkeiten nach 3 Tagen bzw. 7 Tagen Aushärungszeit der unbehandelten Probe höher gegenüber denjenigen Proben, die mit Epoxidharz versetzt wurden; nach der Aushärungszeit von 28 Tagen bzw. 90 Tagen sind, wie dargestellt, jedoch die Festigkeiten und auch die Elastizitätsmoduln der behandelten Proben, je nach Zugabemenge, zumeist größer. Des Weiteren weisen die behandelten Proben eine höhere Zähigkeit sowie Widerstandsfähigkeit gegen Säureangriff – untersucht wurde eine 10%ige H_2SO_4 -Lösung – auf.

Ein einfaches Modell zur Abschätzung des Deformationsverhaltens eines injizierten Festgesteins präsentieren Kikuchil et al. (1997). Im Bild 3.22a ist ein mechanisches Modell vor und nach Durchführung einer Injektion dargestellt. Die Modellvorstellung geht davon aus, dass das Injektionsmittel nicht mit dem intakten Festgestein, sondern lediglich in allen Klüften gleichermaßen wirkt. Der Elastizitätsmodul des Festgesteins E_B vor Injektion ergibt sich aus dem Modul des intakten Festgesteins E_R , der Steifigkeit der Klüfte k_n und der Kluftintensität I zu:

$$\frac{1}{E_B} = \frac{1}{E_R} + \frac{I}{k_n} \quad (3.2).$$

Nach Abschluss der Injektion lässt sich ein Elastizitätsmodul E_A unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Injektionsmittels E_G abschätzen zu:

$$\frac{1}{E_A} = \frac{1}{E_R} + \frac{1}{k_n / I + E_G} \quad (3.3).$$

Die Ergebnisse aus in situ Messungen an Ton- und Sandstein stellen Kikuchil et al. (1997) ihren Modellberechnungen gegenüber, Bild 3.22. Man erkennt zweierlei: Einerseits streuen die ermittelten Werte bei Festgestein mit Elastizitätsmoduln kleiner 1 GPa; die Modellbildung kann das Verformungsverhalten jedoch tendenziell abbilden. Mit zunehmender Steifigkeit der Gebirgsmasse ist der Zugewinn infolge Injektion gering.

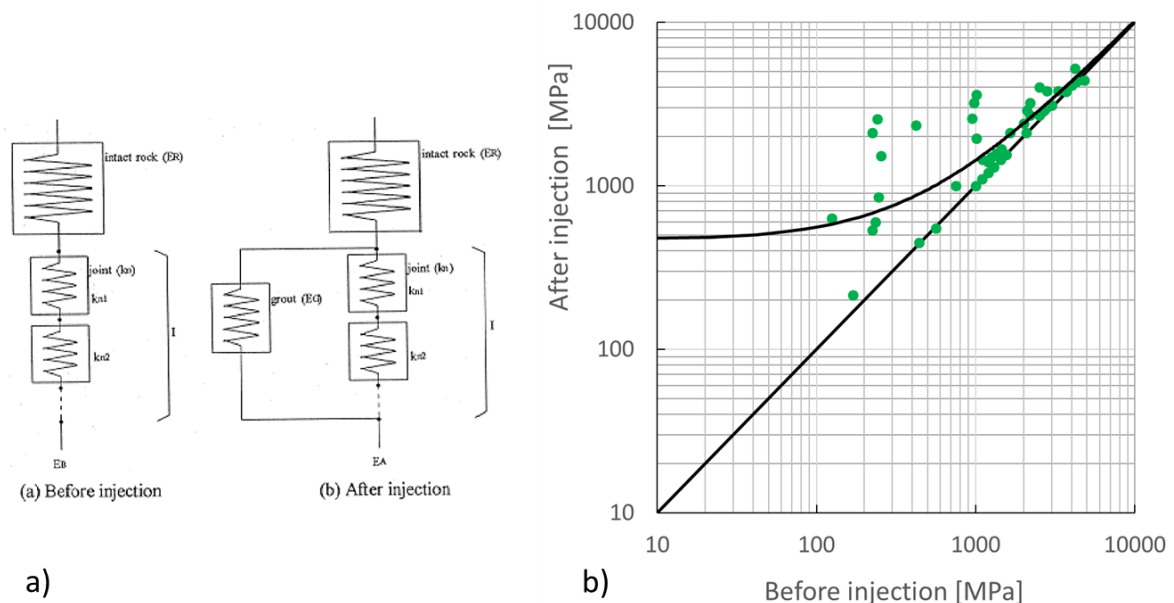


Bild 3.22: a) Mechanisches Modell für das Verformungsverhalten eines injizierten Festgesteins. b) Vergleich Ergebnisse von in situ Messungen. (Kikuchil et al., 1997)

Das kraftschlüssige Verschließen von Rissen mittels Epoxidharz gilt in der Betontechnologie mittlerweile als etabliertes Verfahren (Webster et al., 1987, 1988, 1989; Issa & Debs, 2007), zu dem ausreichend Erfahrung und Untersuchungen vorliegen. In der Felsmechanik hingegen beschränken sich die Erfahrungen bislang auf wenige ausgewählte Untersuchungen. Neben der Möglichkeit, selbst feinste Risse mit Injektionsgut zu erfassen, bieten die Epoxidharze gegenüber klassischen Mitteln wie Zementlösungen den

ausgezeichneten Vorteil, dass bei kraftschlüssigem Verbund auch Zugspannungen übertragen werden können.

In Laborversuchen untersuchten Becker und Vrettos (2013) das Materialverhalten von geklebten Felsproben in einaxialen Druckversuchen. Hierzu wurden Probenkörper zweier typischer Sedimentgesteine, Sandstein und Kalkstein, sowie als Vertreter eines kristallinen Gesteins Granit kontrolliert in zwei Teile zersägt und mit einem kommerziellen Epoxidharz verklebt. Als Trennflächenwinkel wurden 0° , 45° , 75° sowie 90° gewählt. Bild 3.23 zeigt die zylindrischen, wiederhergestellten Probekörper für einen Prüfsatz.



Bild 3.23: Granitproben Höhe/Durchmesser = 20/10 cm mit geklebten Trennflächen in Neigungen $\beta = 0^\circ$, 90° , 45° sowie 75° . (Becker & Vrettos, 2013)

Als Ergebnis der Untersuchungen ergaben sich aus den einaxialen Druckversuchen entsprechende Spannungs-Dehnungslinien, wie sie im Bild 3.24 für zwei Prüfsätze an Granit- und Sandsteinproben dargestellt sind. Die Gesamtheit aller Versuchsergebnisse für die beiden Gesteinsarten zeigt Bild 3.25.

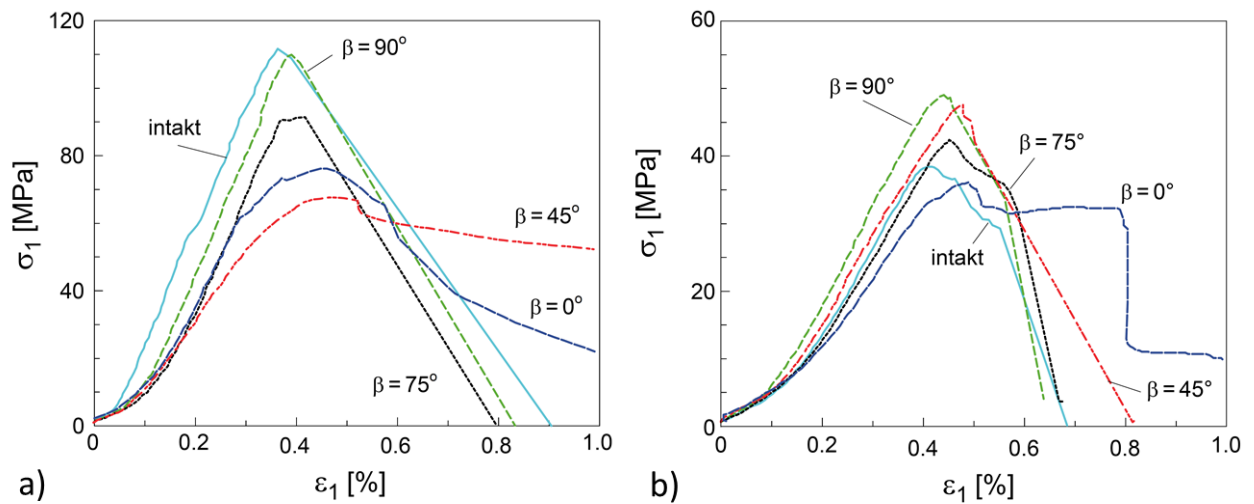


Bild 3.24: Spannungs-Dehnungslinien des a) Granit-Prüfsatzes Gst- β -02 sowie b) Sandstein-Prüfsatzes Sst- β -01. (Becker & Vrettos, 2013)

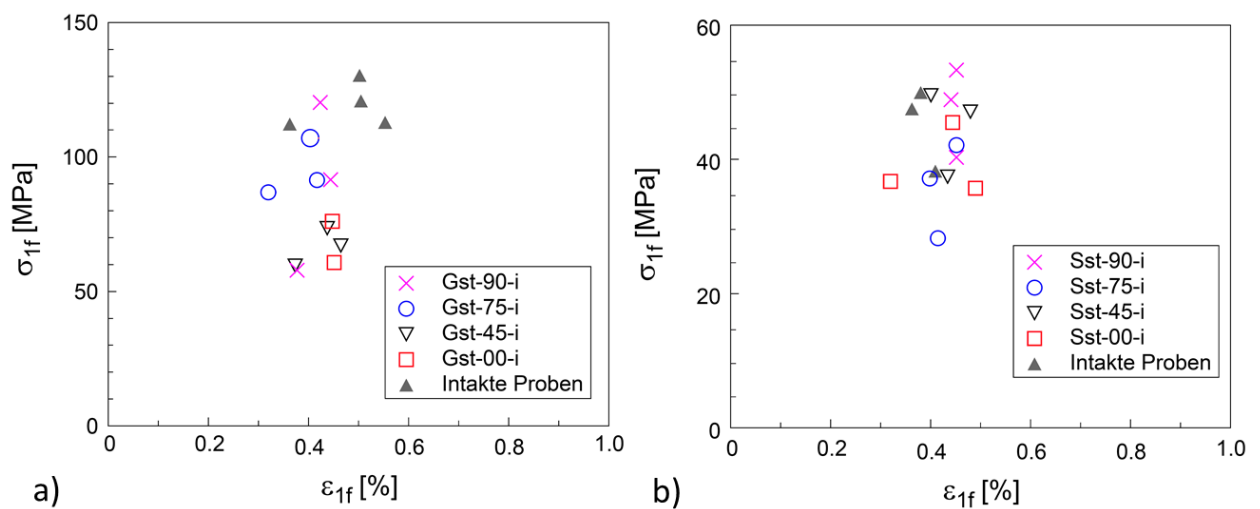


Bild 3.25: Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an a) Granit und b) Sandstein. (Becker & Vrettos, 2013)

Neben dem Einfluss der Trennflächenneigung (Bild 3.18) auf die erreichbare Druckfestigkeit und dem teilweise unterschiedlichen Verhalten bei geringen Spannungen (Bild 3.19) zeigt sich der nennenswerte Beitrag der Epoxidharzverklebung. Die Verklebung der Trennflächen führt bei den Sandsteinproben dazu, dass die Druckfestigkeit Werte erreicht, die denen der intakten Proben entsprechen. Granitproben erreichen eine Festigkeit von etwa 50% bis 80% der intakten Referenzprobe, überwiegend geschuldet der Trennflächenneigung.

Auch Yijiang et al. (2014) untersuchten den Einfluss der Trennflächenneigung bei ertüchtigten Proben, indem sie quaderförmige Sandsteinproben zunächst kontrolliert in zwei Einzelteile durchtrennten. Anschließend wurden beide Teile mittels eines Ankerbolzens fixiert und die vorhandene Kluft zwischen beiden Körpern mit Zementgut injiziert, Bild 3.26. Nach einer Abbindezeit von 28 Tagen wurden die Prüfkörper einaxial beansprucht und führten bei verschiedenen Trennflächenneigungen zu den im Bild 3.26 abgebildeten Arbeitslinien.

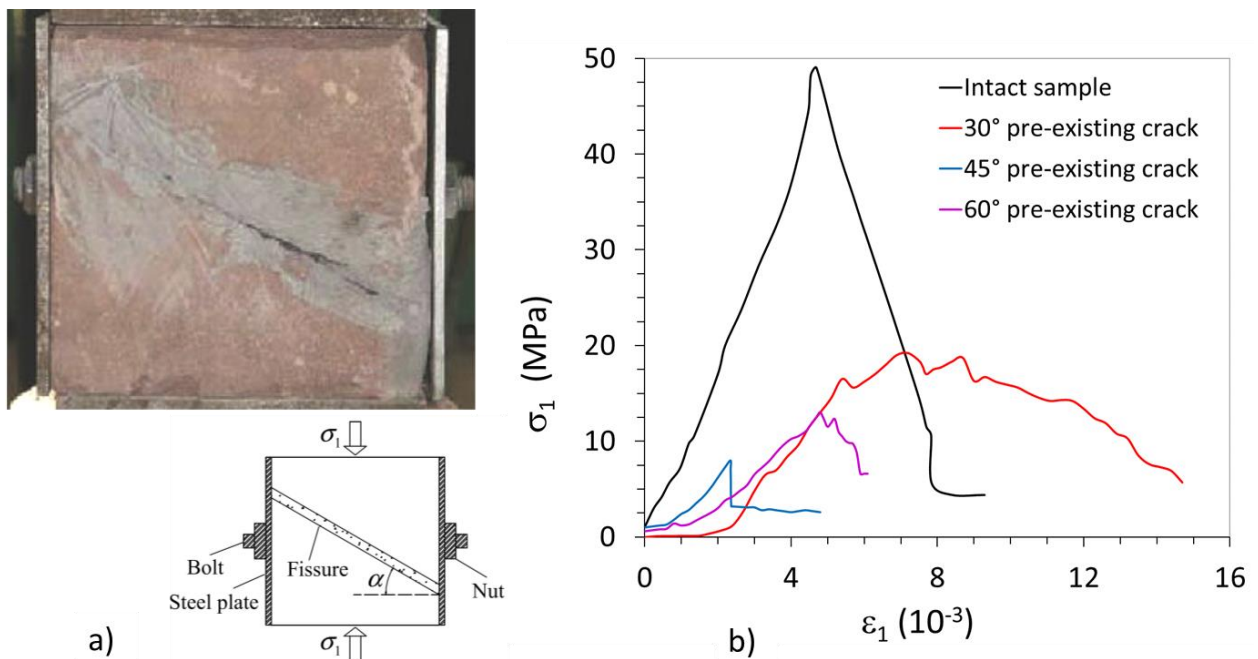


Bild 3.26: a) Durchtrennte und mittels Ankerbolzen sowie Zementleim fixierte Sandsteinprobe. b) Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an quaderförmigen Sandsteinproben bei unterschiedlichen Trennflächenneigungen. (Yijiang et al., 2014)

Die Trennflächenneigung beeinflusst in hohem Maße den Wert der einaxialen Druckfestigkeit (Bild 3.18). Im Gegensatz zu den Laboruntersuchungen von Becker und Vrettos (2013) weist hier jedoch die intakte Probe den größten Wert auf. Es ist festzuhalten, dass durch die Wahl eines geeigneten Verbindungsmittels der festigkeitsabmindernde Einfluss einer Trennflächenneigung mehr als egalisiert werden kann. Deutlich wird dies auch an Ergebnissen untersuchter Kalksteinproben, Bild 3.27. Hier erreichten

ertüchtigte Proben gegenüber intakten Proben nennenswert höhere Festigkeiten.

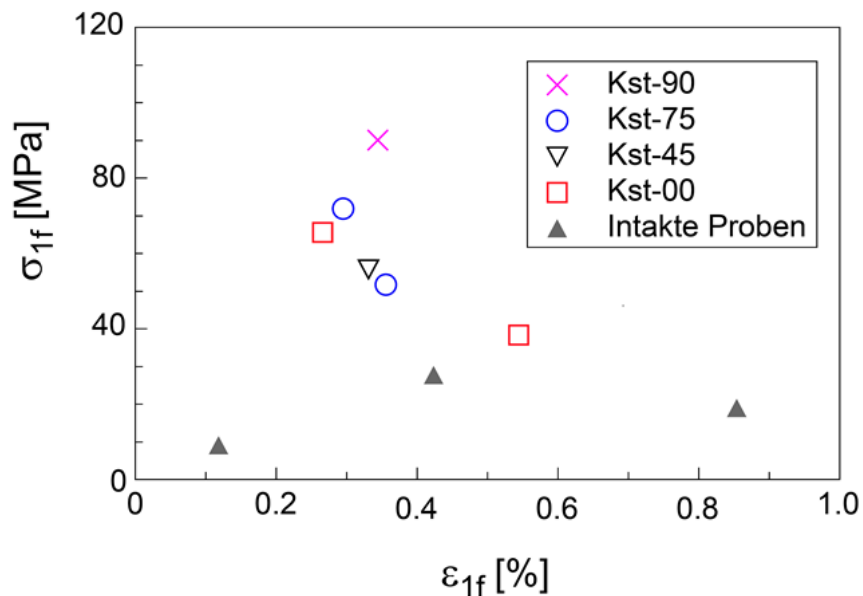


Bild 3.27: Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an Kalkstein.
(Becker & Vrettos, 2013)

In situ sind ertüchtigte Felsproben entsprechenden Temperaturwechseln ausgesetzt. Inwieweit eine Temperaturbeanspruchung während des Aushärtungszeitraumes Einfluss auf die erreichbare Festigkeit nimmt, wurde an Sandstein- und Granitproben untersucht (Becker & Vrettos, 2013), indem vergütete Proben unmittelbar nach Herstellung in folgender Form thermisch beansprucht wurden: i) Zehn Frost-Tau-Wechsel mit einer Dauer von jeweils 24 Stunden zwischen -40°C und $+25^{\circ}\text{C}$ und ii) Temperaturwechsel zwischen $+25^{\circ}\text{C}$ und $+50^{\circ}\text{C}$ im Trockenschrank in gleichem Zeitrhythmus. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Umgebungstemperatur während des Aushärtens und den erreichten Festigkeitswerten konnte nicht festgestellt werden. Die erreichten Festigkeiten lagen im Bereich der Proben, die unter Raumtemperatur bis zum Prüfzeitpunkt lagerten.

An geklebten Basaltproben führten Wehinger et al. (2010) neben einaxialen Druckversuchen ebenfalls Frost-Tau-Wechselversuche durch. Als Ergebnis der letztgenannten Versuche wurde die Frostbeständigkeit an sämtlichen geklebten Proben nachgewiesen. Die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeitsversuche, Bild 3.28, führten die Autoren zu der

Schlussfolgerung, dass die verklebten Basalte analoge Eigenschaften zu nicht geschädigten Proben besitzen.

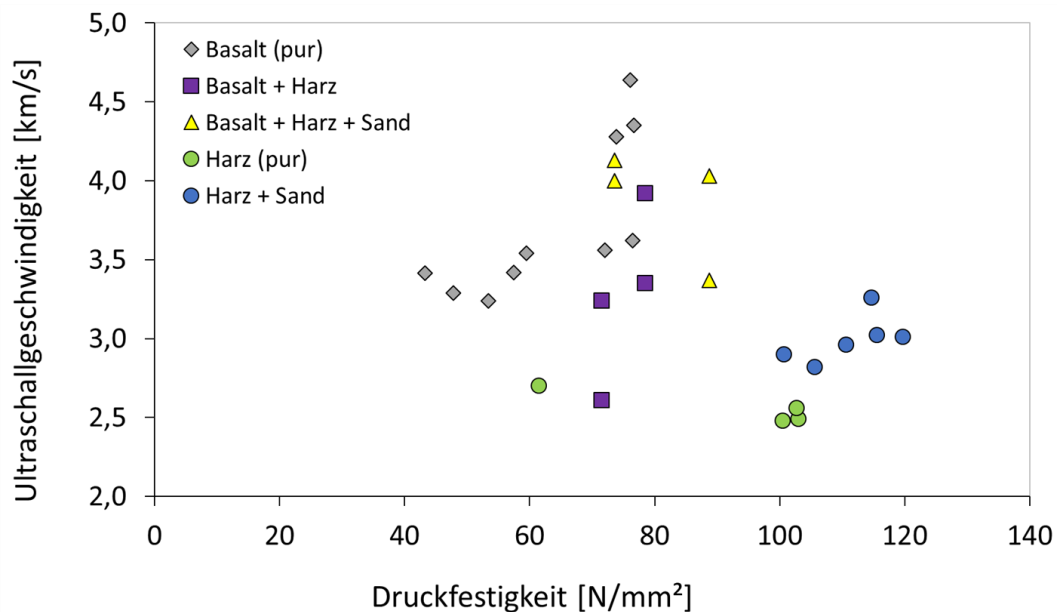


Bild 3.28: Ergebnisse von Ultraschallmessungen an vergüteten und unvergüteten Basaltproben sowie an Injektionsmitteln. (Wehinger et al., 2010)

Die mit Harz und Quarzsand als Füller vergüteten Proben weisen vergleichbare Eigenschaften wie intakter Basalt auf. Dies wurde insbesondere auch durch die Ultraschalluntersuchungen bestätigt. Die gemessenen Durchschallungsgeschwindigkeiten zeigten die hohe Integrität der verklebten Basaltproben.

Zur Verringerung der Wasserdurchlässigkeit und der Erhöhung der Festigkeit in einem zerrütteten Felshorizont setzen Xing et al. (2014) unterschiedliche Epoxidharze bei der Untergrundertüchtigung für ein Wasserkraftwerk (*Jinping Hydropower Station*) ein. Das anstehende Festgestein unterhalb der 305 m hohen Staumauer besteht vorwiegend aus Sandstein und Marmor, allerdings streichen vereinzelt Scherzonen ein, die die Standsicherheit und Stabilität der Bogenmauer bei hohen Einstauspiegeln nennenswert beeinträchtigen. Diese Scherzonen setzen sich aus geklüftetem Festgestein, zerrüttetem Grünschiefer, Gneis und Marmor, zusammen. Die Scherfestigkeitsparameter dieser, unterhalb des Wasserspiegels liegenden, Schichten weisen geringe Werte auf, die zudem sensitiv auf

Wassergehaltsänderungen reagieren. Im Hinblick auf das enge Kluftsystem wurden Zementinjektionen ausgeschlossen und daher die Verbesserung mittels Epoxiden durchgeführt. Für die weiteren Laboruntersuchungen wurden anschließend nach einer Aushärtungszeit von 28 Tagen Kernbohrungen bis in die verbesserten Schichten eingebracht. Neben der augenscheinlichen Beurteilung der Probenkerne und entsprechenden SEM-Aufnahmen konnte die Güte der Epoxidharzverteilung begutachtet werden. Während sich die Dichten der Proben nur unwesentlich um etwa 1% bis 4% gegenüber unbehandelten (Bohr-) Proben erhöhten, nahm die Porosität von etwa 16% bis 21% bei natürlich geklüfteten Felspartien auf etwa 6% bis 10% für den injizierten Fels deutlich ab. Hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeiten bedeutet dies eine Abnahme von 10^{-3} m/s bis 10^{-5} m/s vor Injektion auf als ausreichend erachtete Werte von 10^{-6} m/s bis 10^{-7} m/s nach Injektion. Bei den einaxialen Druckfestigkeiten wurden Zunahmen bis zu etwa 60% registriert, mit Ausnahme des verwitterten Gneisgesteins (Zunahme etwa 10%).

Die Zugfestigkeit geklebter Festgesteinsproben kann mittels einaxialer Zugversuche ermittelt werden. Alternativ steht dieser direkten, mit seiner aufwändigen Probenvorbereitung verbundenen Methodik der sogenannte Spaltzugversuch (*Brazilian-Test*) zur Verfügung. Hierbei handelt es sich letztendlich um einen einaxialen Druckversuch an scheibenförmigen Prüfkörpern, bei dem die indirekte Zugfestigkeit bestimmt wird, indem die Probenteile senkrecht zur Scheibenachse belastet werden. Der *Brazilian-Test* lässt Rückschlüsse über die Kornbindungskräfte von Gesteinen oder, wie im vorliegenden Fall, zur Zugfestigkeit in der Trennfläche zu. In gleicher Weise wie bei einaxialen Druckversuchen an zylindrischen Probekörpern muss neben der Probengröße und Probenform auch die Festigkeitsanisotropie von geschichteten oder geschieferten Gesteinen berücksichtigt werden (Pittino & Gimpel, 2011).

Das Zugverhalten von geklebten Marmorproben untersuchten Jorjani et al. (2008) mit Hilfe modifizierter Spaltzugversuche. Hierbei wurden scheibenförmige Probenkörper aus Carrara-Marmor kontrolliert durchtrennt, die entstandene Trennfläche unterschiedlich behandelt (glatt bzw. aufgerauht) und anschließend beide Teile wiederum verklebt. Nach einer Aushärtungszeit erfolgte die Belastung mit unterschiedlichen Belastungswinkeln zwischen Lastachse und Trennflächenneigung, Bild 3.29.

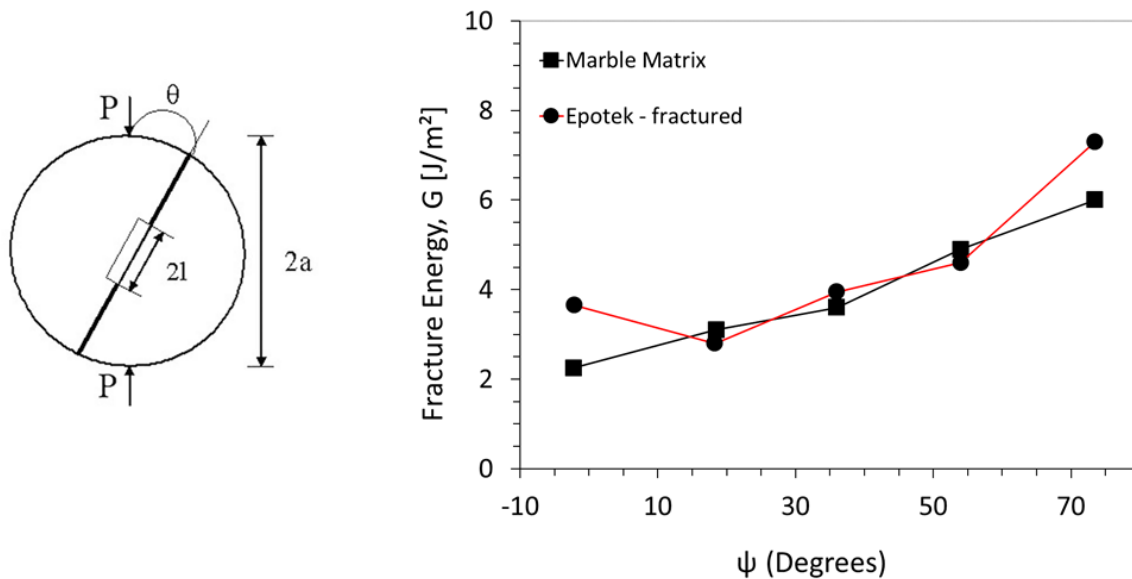


Bild 3.29: Modifizierter *Brazilian-Test* an Marmorproben mit dem Durchmesser $2a = 24$ mm, Nut $2l = 6,4$ mm, Beanspruchung P und -winkel θ . Bruchenergie G in Abhängigkeit des Bruchwinkels ψ . (Jorjani et al., 2008)

Die Versuchsauswertung erfolgte in Anlehnung an Atkinson et al. (1982) mit Berechnung einer Bruchenergie G und einem zugehörigen Bruchwinkel ψ . Exemplarisch ist das Ergebnis einer Versuchsreihe mit unterschiedlichen Lastneigungen θ , die entsprechend zu unterschiedlichen Winkeln ψ führten, aufgetragen.

Die Simulation einer in situ Stabilisierung für eine Tonsteinprobe unter einaxialer Beanspruchung führten Becker und Vrettos (2013) durch. Zunächst wurde eine intakte Tonsteinprobe bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit axial belastet, Bild 3.30, in diesem Zustand fixiert und die Probe durch Injektion von Epoxidharz in entstandene Bruchfugen ertüchtigt. Nach Aushärtung erfolgte eine Weiterbeanspruchung bis zum erneuten Erreichen einer nun deutlich höheren Grenztragfähigkeit. Anschließend wurde eine weitere Ertüchtigung in gleicher Weise vorgenommen. Nach einer zweiten Ertüchtigung konnte das Beanspruchungsniveau erneut erreicht werden.

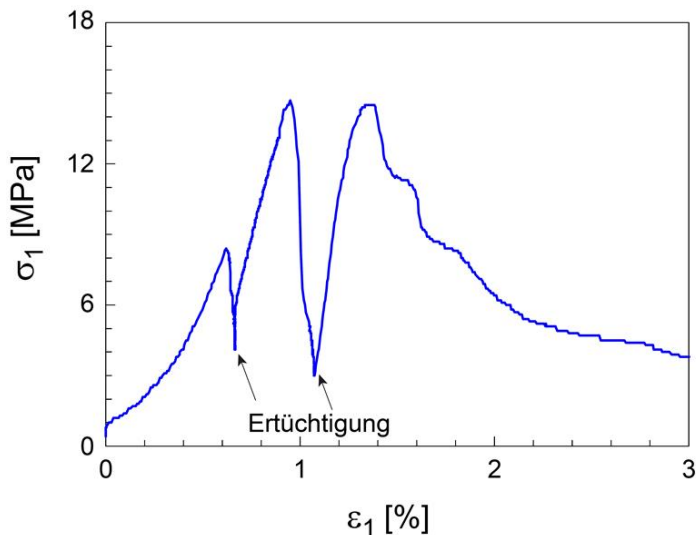


Bild 3.30: Spannungs-Dehnungslinien der Tonsteinprobe mit Kennzeichnung der beiden Ertüchtigungen (links). Injizieren der Tonsteinprobe unter einaxialer Beanspruchung (rechts). (Becker & Vrettos, 2013)

Eine in situ Stabilisierung von Sandstein- und Kohleproben simulierten Feng et al. (2015) unter einaxialer Beanspruchung. Die Proben wurden hierbei zunächst bis zur Grenztragfähigkeit beansprucht, so dass ein ausgezeichnetes Kluftsystem entstand. Anschließend wurden die Proben unter dieser fixierten Beanspruchung „restauriert“, indem ein Epoxidharz in das Kluftsystem injiziert wurde und im nächsten Schritt nach einer entsprechenden Aushärtungszeit letztendlich bis Erreichen des zum Versagenszustandes beansprucht. Im Bild 3.31 sind die maßgeblichen Versuchsergebnisse dargestellt. Die Güte des eingesetzten Epoxidharzes ist von entscheidender Bedeutung für das wieder erreichbare Beanspruchungsniveau. Die Ertüchtigung der geschädigten Kohleproben führte bei den Versuchen dazu, dass im Vergleich zur intakten Probe, ähnlich dem oben vorgestellten Verhalten der Tonsteinprobe, ein höheres Beanspruchungsniveau erreicht werden kann. Bei den Sandsteinproben dagegen, reicht das Wiederbelastungsniveau bis etwa 33% verglichen mit der intakten Probe.

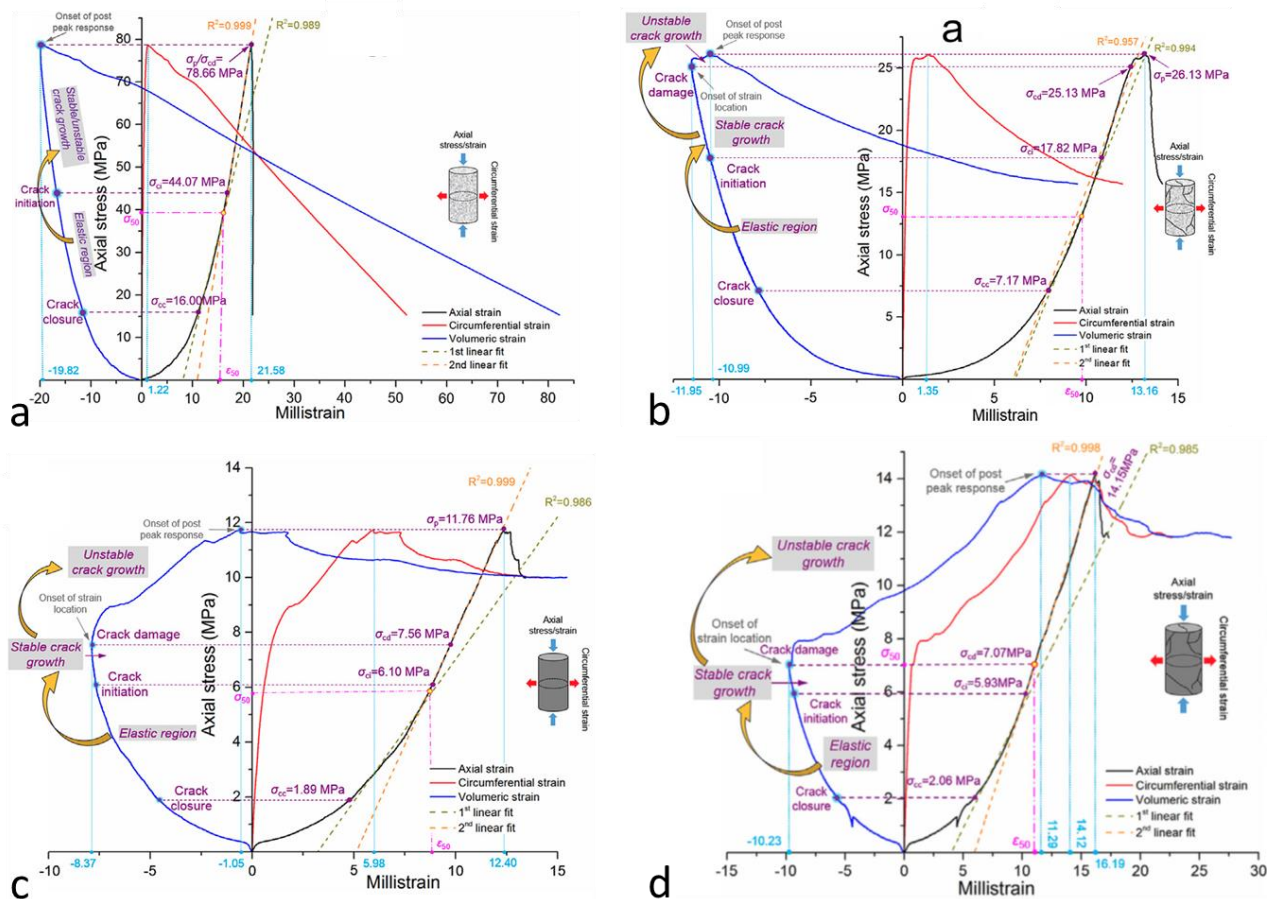


Bild 3.31: Einaxiale Druckversuche. Zusammenhang zwischen Dehnung in axialer Richtung, Umfangsrichtung sowie Volumenänderung vs. axiale Spannung für a) Intakte Sandsteinprobe. b) Ertüchtigte Sandsteinprobe. c) Intakte Kohleprobe. d) Ertüchtigte Kohleprobe. (Feng et al., 2015)

3.5 Zusammenfassung

Die Verwendung von Epoxidharzen im konstruktiven Ingenieurbau gilt als etablierte Anwendung. Im vorliegenden Kapitel werden zunächst die Eigenschaften von Epoxiden isoliert betrachtet und vorgestellt. Bei Lockergesteinsböden führt die Beimischung von Epoxiden zu einer deutlichen Erhöhung der Steifigkeit, der Festigkeit sowie der Erosionsstabilität. Feld- und Laboruntersuchungen aus dem Bereich des Felsbaus belegen, dass Epoxidlösungen als alternative Sicherungsmethode zur Ertüchtigung zerrütteter oder geklüfteter Bereiche betrachtet werden können.

4 Recyclinggummi

Seit dem Jahr 2003 ist die Deponierung von gebrauchten Reifen in Deutschland aufgrund einer EU-Richtlinie gesetzlich untersagt. In Deutschland fallen pro Jahr etwa 650.000 t Altreifen an. Europaweit liegt das Aufkommen bei über 3 Mio. t. Von diesen Gesamtmengen werden in Deutschland etwa 54% in Form von Verbrennung zu Energiezwecken energetisch verwertet, ca. 23% gelangen als Recyclinggut in den Kreislauf zurück. Bei einem geringen Anteil von etwa 10% wird die Lauffläche des Altreifens abgeschält, eine neue Gummischicht aufvulkanisiert und anschließend als runderneuerter Reifen dem Markt wieder zugeführt. Die verbleibenden Anteile gelangen vorwiegend in den Export oder finden sonstige, meist unbekannte Verwendung.

Im europaweiten Vergleich ist der Anteil runderneuerter Reifen mit etwa 12% nahezu gleich, energetisch verwertet werden hier allerdings lediglich ca. 32%, der stofflichen Verwertung (Recycling) werden etwa 34% zugeführt. Das Altreifen-Recycling wird zukünftig auch unter dem Gesichtspunkt wichtiger, dass diese vermehrt zur Herstellung oder als Ersatz von Kunststoffprodukten herangezogen werden.

Altreifen werden in Form von Gummigranulaten bereits erfolgreich als Recyclingbaustoff auf Sportfeldern und Golfplätzen eingesetzt (Lerner et al., 1993; Park et al., 1996; Edil et al., 2004; Aydilek et al., 2006; Lisi et al., 2004). Als Zugabemittel bildet der Baustoff im Straßenbau einen Bestandteil des sogenannten Flüsterasphalts (Bach, 2008; Löffler, 1998; Fuchs, 2011); er wird beispielsweise auch als Ersatzbaustoff bei der Betonherstellung verwendet (Issa & Salem, 2013). Insbesondere in Deutschland finden Altreifen bzw. deren Recyclingprodukte bislang wenig bis keine Verwendung bei der Baugrundertüchtigung. International existieren bereits Untersuchungen und Ansätze, Mischungen aus Böden und geschredderten Altreifen (*tyre chips*, *tyre shreds*) einzusetzen, um gezielt und anwendungsbezogen bodenmechanische Eigenschaften vorliegender Böden zu verbessern (Ahmed & Lovell, 1993a; Bosscher et al., 1997; Cecich et al., 1996; Al-Tabbaa & Aravinthan, 1998; Tweedie et al., 1998; Towhata, I., 2008). Je nach geotechnischer Anwendung werden sie als Dammschüttung, Stützmauer, Verfüllung, Schicht zur Schwingungsdämpfung oder Drainage

mit Boden vermischt oder auch in kompakter Form eingebaut (Edil & Bosscher, 1992; Humphrey, 2003). Als Verfüllmaterialien, Sicherungselemente im Küstenbereich, schwimmende Wellenbrecher (Lee, 1982) oder auch zur Bodenstabilisierung werden Altreifen in Form von verschnürten Paketen (*tyre bales*) vorwiegend in Großbritannien und in den USA bereits seit einigen Jahren vielversprechend in der Anwendung eingesetzt (Zornberg et al., 2004a; Winter et al., 2006). Zum Bau von Stützmauern wurden komplette Einzelreifen (Caltrans, 1988) verbaut.

Insbesondere in den USA haben Boden-Gummi-Mischungen bereits seit fast 20 Jahren einen gewissen Standard erreicht. Die Verwendung von Gummi im Rahmen einer Baugrundverbesserung bietet eine Reduktion des Raumgewichts bei nahezu gleichbleibender Scherfestigkeit, eine Tatsache, die bei der Hinterfüllung von Stützbauwerken von Vorteil ist. Mehrere Untersuchungen betreffen das bodenmechanische Verhalten hinsichtlich Verdichtbarkeit, Durchlässigkeit, Zusammendrückung und Scherfestigkeit (Humphrey & Manion, 1992; Humphrey et al., 1993; Edil & Bosscher, 1994; Masad et al., 1996; Foose et al., 1996; Humphrey & Nickels, 1997; Wu et al., 1997; Lee et al., 1999; Zornberg et al., 2004b).

Im deutschsprachigen Raum hingegen liegen bis dato ausgesprochen wenige Untersuchungen zu möglichen Anwendungsgebieten solcher Mischungen vor (Becker, 2008; Becker & Vrettos, 2011).

Humphrey et al. (1997a) zeigen auf, dass Schwermetalle in Form von Eisen, Zink oder Chrom aus Altreifen austreten und möglicherweise in das Grundwasser einsickern können. Je nach Umweltsensibilität sind somit für eine Anwendung ergänzende Untersuchungen erforderlich (Liu et al., 1998).

4.1 Recyclingprozess, Eigenschaften Gummi

Hauptbestandteil eines Reifens ist mit einem Anteil von etwa 38% Gummi. Je nach Hersteller setzt sich die Gummimischung aus natürlichen sowie künstlichen Kautschukmischungen zusammen. Als Festigkeitsträger mit etwa 16% Gewichtsanteil werden Stahl, Rayon oder Nylon verwendet. Hinzu kommen Füllstoffe wie Ruß, Silica und Kohlenstoff mit 30%, Weichmacher (Öle und Harze, 10%), weitere Chemikalien, vorrangig Schwefel und

Zinkoxid, für die Vulkanisation (4%), als Alterungsschutzmittel (1%) sowie herstellerspezifische Additive (1%) (Siddique & Naik, 2004).

4.1.1 Verwertungsformen von Altreifen

Reifen sind so aufgebaut, dass sie möglichst widerstandsfähig, zäh und langlebig sind. Neben der daher aufwändigen stofflichen Verwertung werden Altreifen aufgrund ihres ähnlich der Steinkohle hohen Heizwertes von ca. 9 kWh/kg und einem Schwefelgehalt von nur ca. 1,2% vorwiegend als Brennstoffersatz in Zementwerken, Zellstoffwerken und Kraftwerken thermisch verwertet. Sowohl in den USA, als auch in vielen europäischen Ländern ist die thermische Verwertung derzeit die mengenmäßig bedeutendste Entsorgungsmethode für Altreifen. In Deutschland sind Zementwerke mit ca. 250.000 t pro Jahr mit Abstand die größten Verwerter von Altreifen. Aufgrund der hohen Verbrennungstemperatur können in Zementwerken auch große LKW-Reifen sicher und umweltschonend verfeuert werden. Die Stahleinlagen der Reifen oxidieren vollständig und werden somit zu einem erwünschten, mineralogisch eingebundenen Bestandteil des Zements. Als weitere Verwertungsform sei die Pyrolyse zu nennen. Bei diesem Verfahren werden komplette oder vorzerkleinerte Reifen unter Ausschluss von Luftsauerstoff auf 400°C bis 600°C erhitzt, so dass es zu einer thermischen Zersetzung des Gummiantteils und der Textileinlagen kommt. Als Prozessprodukte entstehen Pyrolysegase, Pyrolyseöle, Pyrolysekoks und Stahlfasern.

Die stoffliche Verwertung von Altreifen ist auch deshalb aufwändig, da der Altreifengummi im Gegensatz zu thermoplastischen Kunststoffen nicht eingeschmolzen werden kann. Um Altreifen in ihre drei Hauptbestandteile Gummi, Stahl und Fasern trennen zu können, ist eine Zerkleinerung der Gummifraktion auf eine Körnung von etwa 5 mm erforderlich. Altreifen-Recycling-Anlagen beinhalten i. d. R. mehrere Zerkleinerungsstufen, bei deren Durchlauf Stahldrähte, Textilfasern und andere Fremdstoffe entfernt werden können. Bei der Vorzerkleinerung werden die Altreifen auf eine Korngröße von etwa 50 mm bis 150 mm und gegebenenfalls über Trommelsiebe, Scheiben- oder Rüttelsiebe in gewünschte Kornfraktionen eingeteilt. In diesem Zustand, als Reifenschnitzel (geschredderte Reifen, *tyre shred*) bezeichnet, sind noch alle o. g. Bestandteile enthalten. In dem

nachfolgenden, sogenannten Granulator erfolgt nicht nur die weitere Zerkleinerung, sondern auch ein Aufschluss der Reifenteile in die einzelnen Fraktionen Gummi, Stahl sowie Textilfasern und man erhält sogenannte Reifenchips (*tyre chips*). Typischerweise verlässt das Mahlgut den Granulator mit einer Korngröße von 1 mm bis 10 mm als Granulat. In einer weiteren Feinvermahlung wird das reine Gummigranulat auf gewünschte Korngrößenfraktionen in Schneid- oder Rotormühlen zu Pulver zermahlen mit Kornabmessungen kleiner als 0,5 mm. Neben dieser Warmvermahlung, die bei natürlicher Umgebungstemperatur stattfindet und allenfalls Kühlung zur Verminderung der Reibungswärme erfordert, gibt es noch die sogenannte kryogene Vermahlung. Bei dieser Vorgehensweise werden die vorzerkleinerten Reifenschnitzel mit flüssigem Stickstoff auf etwa -100°C abgekühlt, um eine Versprödung des Materials zu erreichen. Der Vorteil dieses Verfahrens ist, dass in einem einzigen Verfahrensschritt die Stahl- und Faseranteile aufgeschlossen und gleichzeitig die Gummifraktion auf eine Korngröße von 0,4 mm bis 5 mm zerkleinert werden (Reschner, 2012).

Als Überblick werden zunächst physikalische und mechanische Eigenschaften des aufbereiteten, zerkleinerten Gummis betrachtet.

4.1.2 Wichte

Die Wichte des Reifengummis variiert in einer Spannbreite zwischen 4,95 kN/m³ und etwa 6,4 kN/m³ (Yang et al., 2002, Strenk et al., 2004). Bei Boden-Gummi-Mischungen reduziert sich hierdurch die resultierende Wichte. Als Anhaltswert für diese Verringerung geben Edil und Bosscher (1994) einen Wert von etwa 1,5 kN/m³ je 10% Gummizugabe an. Tendenziell nimmt die Wichte geringfügig mit den „Größtkornabmessungen“ des geschredderten Materials zu, Bild 4.1. Die Wichte kann durch einen erhöhten Verdichtungsaufwand nur unwesentlich gesteigert werden.

Bei einem natürlichen Boden liegt die Korndichte je nach Mineralienbestand typischerweise zwischen 2,2 Mg/m³ und 2,9 Mg/m³. Im Vergleich hierzu werden bei recyceltem Reifengummi mit 1,08 Mg/m³ bis 1,27 Mg/m³ deutlich geringere Werte erreicht. Die unteren Werte gelten für sortenreine Granulate, bei den oberen Werten sind je nach Recyclingstufe noch Metallanteile eingeschlossen.

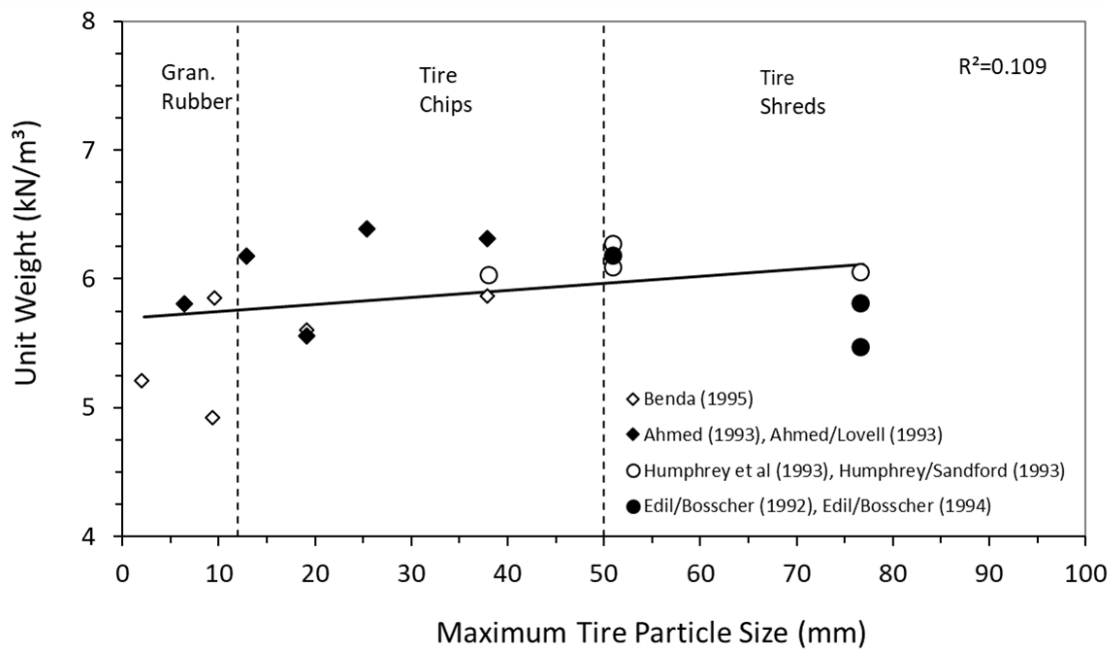


Bild 4.1: Wichte von geschredderten Altreifen in Abhängigkeit des „Größtkorns“. (nach Strenk et al., 2004)

4.1.3 Verdichtungseigenschaften

Die Verdichtung von Schreddergut führt zu einer Verringerung des Porenvolumens, wodurch ein granulares Material eine höhere Festigkeit und Steifigkeit erhält. Eine gängige Methode, um dieses Verdichtungsverhalten zu untersuchen, stellt der Proctorversuch dar (Manion & Humphrey, 1992; Edil & Bosscher, 1992; Ahmed & Lovell, 1993b; Humphrey & Sandford, 1993; Cecich et al., 1996; Bosscher et al., 1997). Je nach Siebfraktion werden maximale Trockendichten zwischen $0,55 \text{ Mg/m}^3$ und $0,7 \text{ Mg/m}^3$ erreicht.

Manion und Humphrey (1992) berücksichtigten bei ihren Proctorversuchen unterschiedliche Verdichtungsenergien. Neben dem Standardversuch verwendeten sie die modifizierte Vorgehensweise mit erhöhter Verdichtungsarbeit sowie mit einem geringeren Energieeintrag von 50%. Ergänzend zu diesen Versuchen beobachteten Ahmed und Lovell (1993b) das Verdichtungsverhalten, indem die Proben durch Vibration verdichtet wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind im Bild 4.2 zusammengefasst. Es wird deutlich, dass bei unterschiedlicher Verdichtungsarbeit zwar unterschiedliche Trockendichten erreicht werden, mit zunehmendem

„Größtkorn“ des Gummis dieser Einfluss jedoch schwindet. Die Vibrationsverdichtung führt in einigen Fällen zu deutlich niedrigeren Werten.

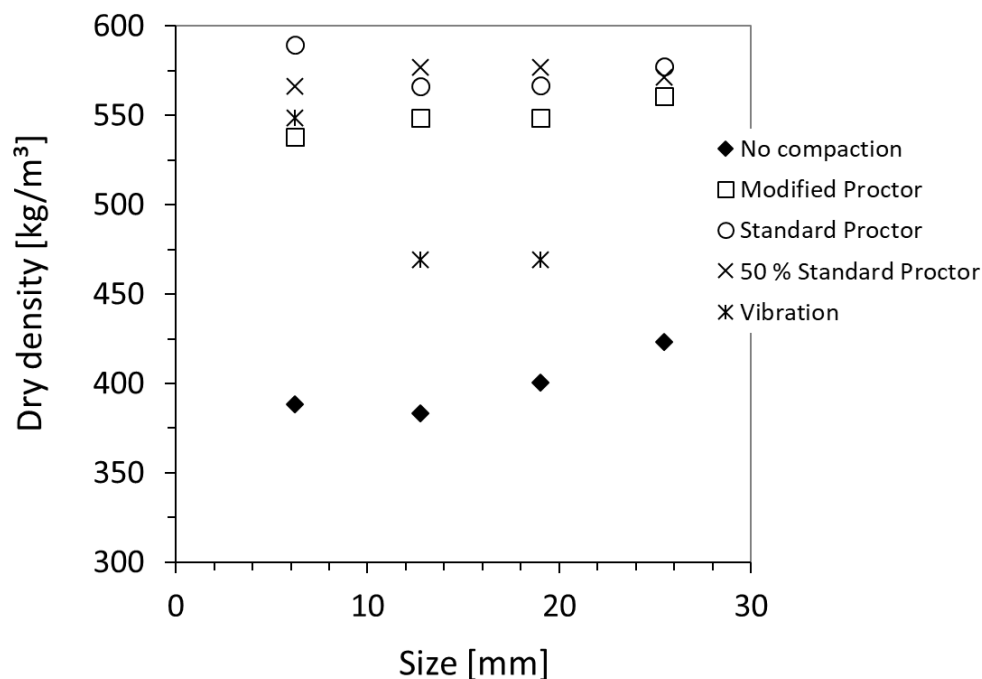


Bild 4.2: Trockendichte in Abhängigkeit des „Größtkorns“ von Reifenchips bei unterschiedlicher Verdichtungsarbeit (ohne Vibrationsverdichtung bei 25 mm-Proben). (nach Ahmed & Lovell, 1993)

4.1.4 Porenzahl

Die Porosität einer Probe aus geschreddertem Gummi ist aufgrund ihrer Kompressibilität in hohem Maße von der einwirkenden Spannung abhängig und im Vergleich zu einem grobkörnigen Boden deutlich höher. Beispielsweise weist eine Probe aus Reifenschnitzel mit Kantenlängen von 50 mm x 50 mm unter einer Auflastspannung von 40 kPa eine Porosität von etwa 50% auf (Huhmarkangas & Lindell, 2000). Je nach Lagerungsdichte erreicht ein entsprechender natürlicher, nichtbindiger Boden eine Porosität zwischen 12% und 50% (Lambe & Whitman, 1979).

Neben der einwirkenden Auflastspannung ist die Porosität von dem „Größtkorn“ der betrachteten Siebfraction abhängig. Geringere Porosität beobachten Drescher und Newcomb (1994) bei feinerem Schreddergut. So

nimmt der Wert von etwa 80% bei grobem Schreddergut (300 mm „Größtkorn“) auf etwa 60% bei Material mit geringeren Abmessungen des „Größtkorns“ (kleiner 30 mm) ab. Das Bild 4.3 zeigt diesen Zusammenhang zwischen der Porenzahl und der einwirkenden Vertikalspannung für geschreddertes Material mit unterschiedlichen Siebabstufungen (Humphrey et al., 1997b).

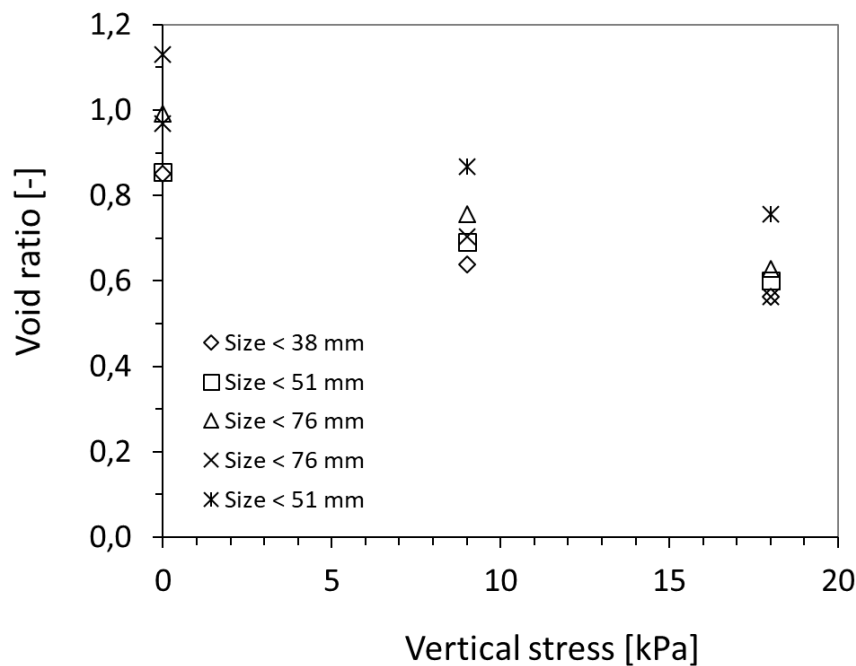


Bild 4.3: Porenzahl in Abhängigkeit der vertikalen Spannung für unterschiedliche Arten und Siebfractionen von Reifenchips. (nach Humphrey et al., 1997b)

4.1.5 Permeabilität

Die Durchlässigkeit von geschredderten Altreifen hängt vorwiegend von der betrachteten Siebfraction sowie der Porenzahl und damit auch wiederum von einer möglichen Auflastspannung ab. Bressette (1984) gibt für Siebfractionen zwischen 5 mm bis 51 mm und 25 mm bis 64 mm Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $2,5 \cdot 10^{-2}$ m/s und $60 \cdot 10^{-2}$ m/s an. An einer grobkörnigen Fraction zwischen 20 mm bis 76 mm ermittelten Humphrey et al. (1992) Werte im Bereich $5 \cdot 10^{-2}$ m/s bis $15 \cdot 10^{-2}$ m/s. Für eine Gummibeimischung der Kornfraction 0,8 mm bis 10 mm bestimmten Cecich et al. (1996) einen Wert von etwa $0,03 \cdot 10^{-2}$ m/s.

In Abhängigkeit der während des Versuchs einwirkenden Auflastspannung verringert sich die Durchlässigkeit aufgrund der abnehmenden Porenzahl. Dieser Zusammenhang ist im Bild 4.4 für zwei Materialien mit unterschiedlichen Körnungsbereichen (*coarse*: 2 mm bis 4,75 mm, *fine*: 0,08 mm bis 0,425 mm) dargestellt (Cetin et al., 2006). Die Größenordnung fällt in den Bereich natürlicher Böden mit vergleichbarer Körnungslinie.

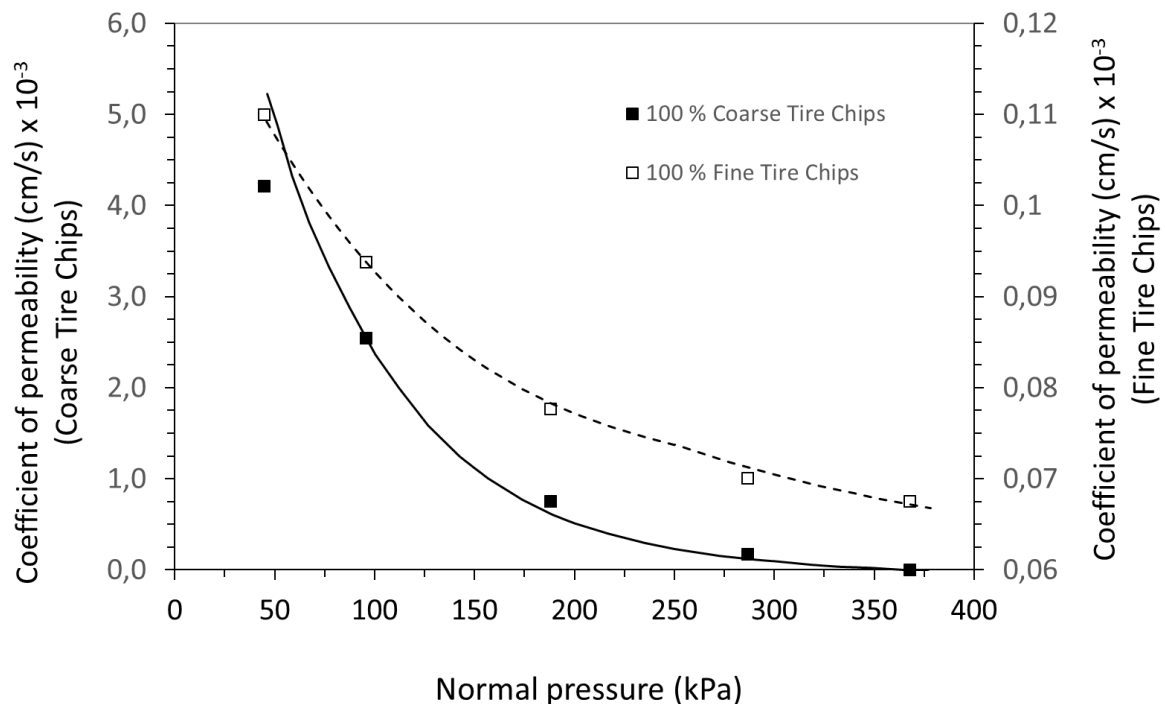


Bild 4.4: Wasserdurchlässigkeit von Reifenchips mit unterschiedlicher Siebfraktion in Abhängigkeit der Auflastspannung. (Cetin et al., 2006)

Im Hinblick auf die hohe Wasserdurchlässigkeit bei „grobkörnigen“ Fraktionen, und damit auch ein eher turbulentes Durchströmen der Probe, weisen Edil und Bosscher (1994) auf die Abhängigkeit der Permeabilität vom hydraulischen Druckgefälle hin, Bild 4.5. Infolge einer entsprechenden Auflastspannung wird das Porenvolumen verringert, was wiederum zu laminarem Strömungsverhalten und damit einer schwindenden Abhängigkeit zwischen Permeabilität und Druckgefälle führt.

Anzumerken bleibt, dass aufgrund der teils hohen Permeabilität das Wasserrückhaltevermögen von Reifenschnitzel bzw. Reifenchips gering ist.

Humphrey et al. (1992) ermittelten an Siebfraktionen zwischen 38 mm und 76 mm maximale Wassergehalte von 2% bis 4,3%.

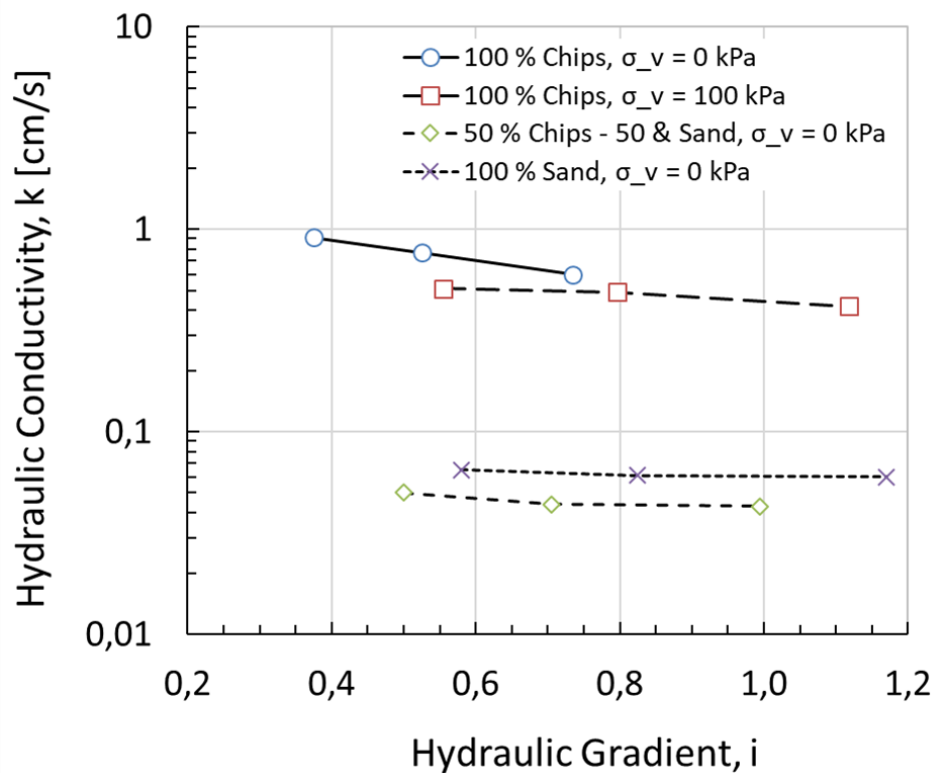


Bild 4.5: Wasserdurchlässigkeit von Reifenchips und Mischungen mit Sand in Abhängigkeit des hydraulischen Druckgefälles bei unterschiedlichen Auflastspannungen. (Edil & Bosscher, 1994)

4.1.6 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit von geschreddertem Reifengummi liegt zwischen 0,10 W/(m·K) und 0,35 W/(m·K) und damit etwa im Bereich natürlicher Böden. Mit ansteigendem Wassergehalt, zunehmender Dichte sowie steigender Verdichtung nimmt die Wärmeleitfähigkeit von Recyclinggummi moderat zu (Shao & Zarling, 1995). Für die Wärmekapazität wird mit 1.470 J/(kg·K) auf Angaben kompletter Reifen zurückgegriffen.

4.1.7 Kompressibilität, elastische Kenngrößen

Die Steifigkeit eines Materials wird durch den Elastizitätsmodul beschrieben. Bei natürlichen Böden ist der Modul keine Konstante, sondern kann allenfalls für einen gewissen Spannungsbereich annähernd konstant angenommen werden.

Yang et al. (2002) ermitteln mit Hilfe von Triaxialversuchen an einer Siebfraktion 2 mm bis 10 mm Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit unterschiedlicher Seitenspannungen. Die Autoren ziehen die Ergebnisse weiterer Untersuchungen (Ahmed, 1993; Benda, 1995; Masad et al., 1996, Lee et al., 1999) mit heran und schlagen die im Bild 4.6 angegebene Approximation vor.

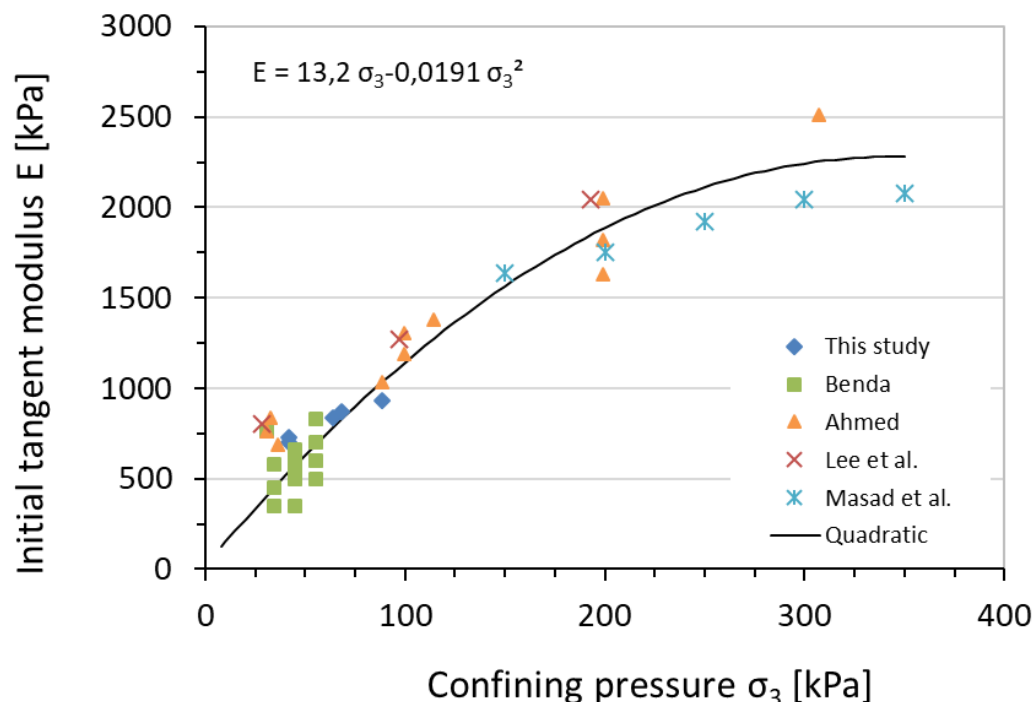


Bild 4.6: Elastizitätsmodul E in Abhängigkeit der Seitenspannung σ_3 für unterschiedliche Siebfraktionen an Reifengummi. (Yang et al., 2002)

Diese nicht dimensionsechte Beziehung beschreibt tendenziell den spannungsabhängigen Elastizitätsmodul. Allerdings wurde bei den berücksichtigten Ergebnissen teilweise auf unterschiedliche Siebfraktionen zurückgegriffen. Dass dies auch einen Einfluss auf das Steifigkeitsverhalten

hat, zeigen die Auswertungen von Strenk et al. (2004), Bild 4.7. Mit zunehmendem „Größtkorn“ steigt der ermittelte Elastizitätsmodul an. Für feine Granulate wird eine Spannbreite von 345 kPa bis 870 kPa, für Reifenchips 427 kPa bis 770 kPa und für gröbere Reifenschnitzel 770 kPa bis 1250 kPa angegeben. Im Vergleich zu typischen Werten natürlicher Böden sind die genannten Steifigkeiten nennenswert geringer. Die Querdehnungszahl variiert zwischen 0,2 und 0,33, wobei eine geringere Streubreite bei den Granulaten zu erwarten ist. Mit zunehmendem „Größtkorn“ wird die Querdehnungszahl tendenziell geringfügig kleiner.

Ein weiterer wesentlicher Punkt ist das anisotrope Verhalten, insbesondere bei Reifenschnitzeln mit Abmessungen größer etwa 150 mm. Hierzu beobachten Heimdahl und Drescher (1999), dass sich gröbere Reifenschnitzel, die anfänglich zufällig orientiert waren, infolge einer Verdichtung, oder auch Belastung durch Überschüttung, in vorwiegend horizontaler Ebene neu ausrichten. Aus diesem schichtenähnlichen Aufbau resultieren unterschiedliche Eigenschaften parallel bzw. orthogonal zur Schichtung. Auf Basis von Biaxialversuchen geben Heimdahl und Drescher das Verhältnis der Steifigkeit in orthogonaler zur parallelen Richtung mit etwa 1:3 an, d. h. senkrecht zur Schichtung ist die Steifigkeit geringer.

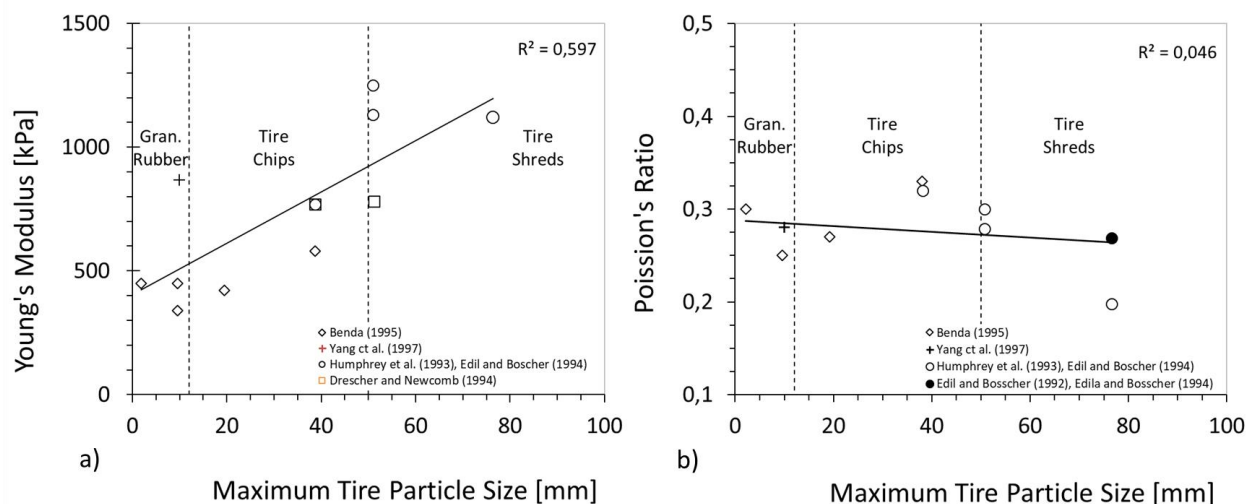


Bild 4.7: a) Elastizitätsmodul und b) Querdehnungszahl in Abhängigkeit des „Größtkorns“. (Strenk et al., 2004)

Zu einem vergleichbaren Ergebnis kommen Balachowski und Gotteland (2007) anhand von Triaxialversuchen an scheibchenförmigen Reifenchips (Durchmesser 28,2 mm). In unterschiedlichen Versuchsreihen wurden hierzu die Chips zufällig orientiert („geschüttet“) in die Probenform eingebracht bzw. kontrolliert horizontal als Probe aufgebaut. Bei unterschiedlichen Seitendrücken ergaben sich die im Bild 4.8 dargestellten Ergebnisse. Es fällt auf, dass der deutlich nichtlineare Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Seitendruck, vgl. Bild 4.6, hier nur sehr schwach bei der „zufällig verteilten“ Probe auftritt. Der kontrollierte, schichtförmige, horizontale Probenaufbau führt zu nennenswert höheren, spannungsabhängigen Steifigkeiten, verglichen mit der zufällig verteilten Teilchenanordnung.

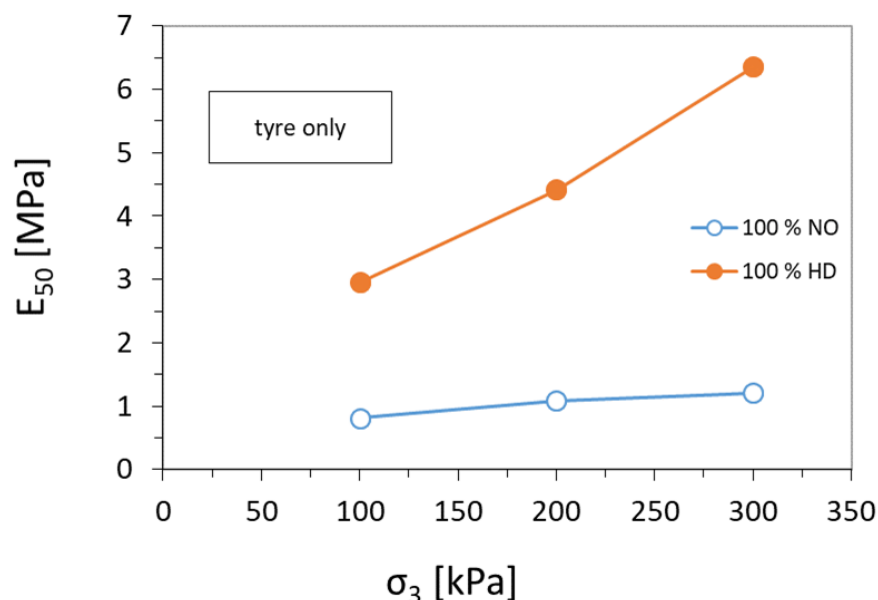


Bild 4.8: Elastizitätsmodul E_{50} in Abhängigkeit des Seitendrucks σ_3 für Proben mit unterschiedlich orientierten Reifenchips, NO: unkontrolliert geschüttet, HD: horizontal orientierte Lagerung. (Balachowski & Gotteland, 2007)

4.1.8 Scherfestigkeit

Im Bild 4.9 ist das typische Verhalten einer Probe aus reinem Recyclinggummi im Triaxialversuch dem Verhalten einer Sandprobe unter gleichen Spannungsverhältnissen gegenübergestellt (Zornberg et al., 2004b).

Während die Arbeitslinien bei natürlichen Böden je nach Seitendruck σ_3 einen ausgeprägten Peak- oder Residualzustand erreichen, steigt die aufnehmbare Spannung bei Proben aus Recyclinggummi selbst bei Vertikalverformungen über 10% unvermindert und nahezu linear an. Das für Böden typische kontraktante und dilatante Volumenänderungsverhalten tritt nicht auf. Recyclinggummi verhält sich in dem untersuchten Spannungsbereich rein kontraktant (Lee et al., 1999; Ahmed, 1993; Masad et al., 1996). Unter geringen Seitendrücken baucht die Probe bereits bei kleinen Dehnungen aus. Mit zunehmenden Seitendrücken verschiebt sich dieser Effekt deutlich über 10% Axialdehnung.

Dieses typische Materialverhalten des Gummis wird auch in Direkten Scherversuchen beobachtet.

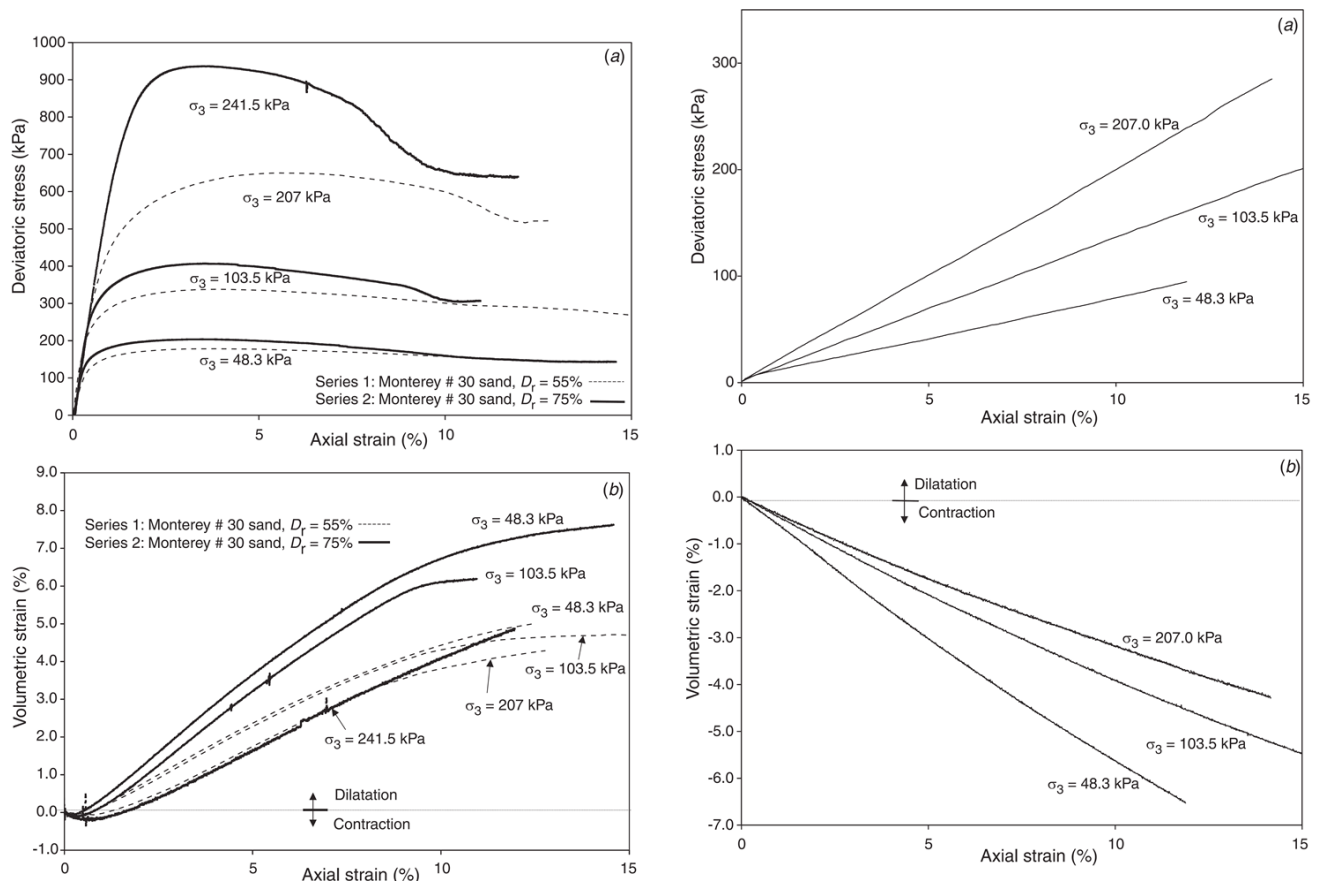


Bild 4.9: Spannungs-Dehnungs-Linien und Volumenänderungskurven in Abhängigkeit der Axialverformung aus Triaxialversuchen an Sand (links) und Recyclinggummi (rechts). (Zornberg et al., 2004b)

Um Scherfestigkeitsparameter bestimmen zu können, werden entsprechende Spannungszustände bei einem vorgegebenen Verformungsniveau ausgewertet; üblicherweise werden die Werte bei einer Axialverformung von 10% angegeben. Strenk et al. (2004) stellen die Ergebnisse mehrerer Autoren zusammen und geben je nach Siebfraktion folgende Bereiche der Scherfestigkeitsparameter (Reibungswinkel φ und Kohäsion c) an: Reifenschnitzel (φ/c) = (19-32° / 4,3-11,5 kPa); Reifenchips (11-38° / 3,3-25,4 kPa); Granulate (6-32° / 21,6 kPa). Im Bild 4.10 sind die Ergebnisse graphisch zusammengeführt und eine grobe Einteilung in die untersuchten Siebfraktionen ist erkennbar. Man beachte, dass die eingezeichnete Umhüllende insbesondere bei kleinen Spannungen zu abweichenden Scherfestigkeitsparametern (wie oben genannt) führt. Der Detailblick auf den Spannungsbereich kleiner 100 kPa, Bild 4.11, zeigt eine für natürliche Böden bekannte Tatsache (Bardet, 1997): Ergebnisse von Triaxialversuchen führen auch bei Recyclinggummi zu geringeren Scherfestigkeitsparametern, verglichen mit den Ergebnissen Direkter Scherversuche.

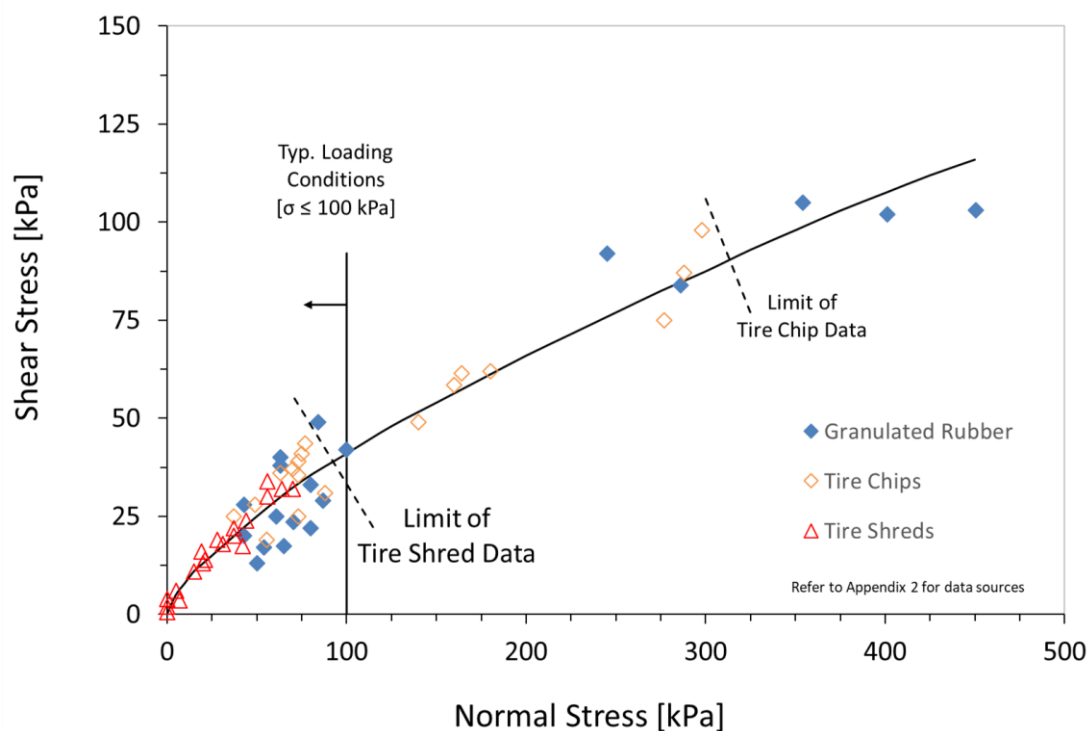


Bild 4.10: Ergebnisse von Triaxialversuchen und Direkten Scherversuchen an Recyclinggummi (Auswertung bei 10% Verformung). (Strenk et al., 2004)

Eine Auswertung entsprechender Versuchsergebnisse bei einem höheren Verformungsniveau führt i. d. R. zu anderen, zumeist höheren, Scherfestigkeitsparametern. Auf Basis einer Literatursauswertung gibt beispielsweise Edeskär (2004), unabhängig von der Siebfraktion, bei einer Auswertung von 20% Axialverformung an: $(\varphi/c) = (15-36,5^\circ / 0-82 \text{ kPa})$.

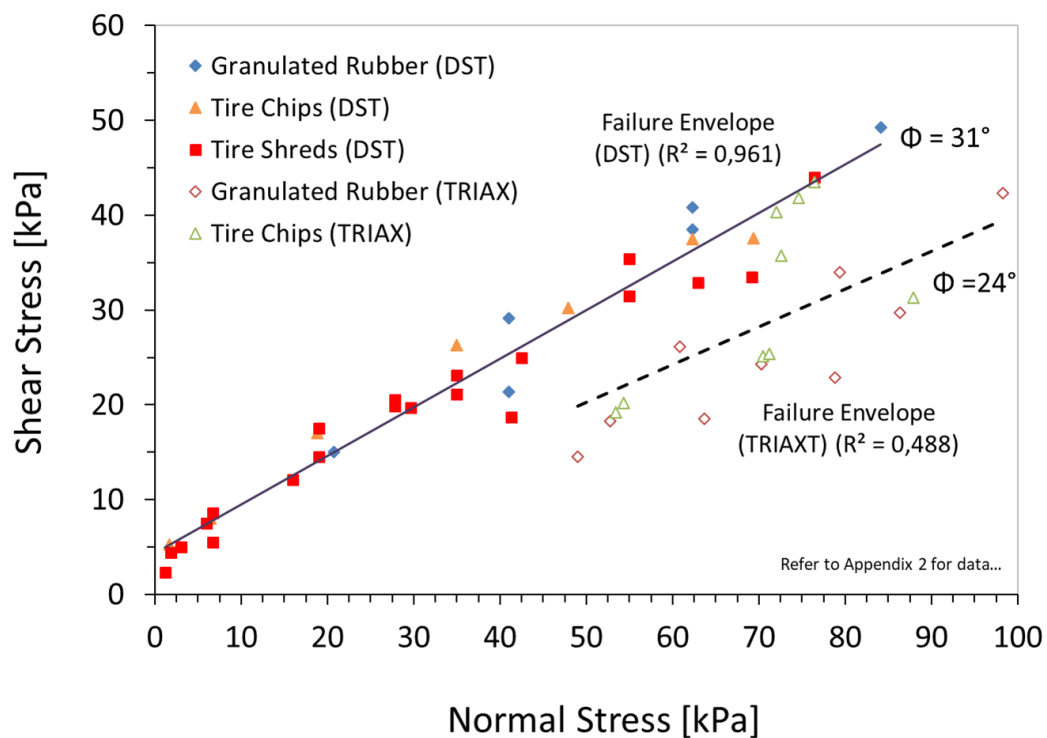


Bild 4.11: Ergebnisse von Triaxialversuchen und Direkten Scherversuchen an Recyclinggummi, Detailauszug zu Bild 4.10. (Strenk et al., 2004)

In gleicher Weise wie bei der Steifigkeit, beeinflusst das anisotrope Verhalten die Scherfestigkeit. An den bereits oben charakterisierten Proben aus Recyclinggummi (Bild 4.8) beobachteten Balachowski und Gotteland (2007) den im Bild 4.12 dargestellten Zusammenhang. Nicht orientiert hergestellte Proben (NO) führen zu einem Materialverhalten, wie bislang aufgezeigt. Bei den horizontal geschichteten Proben (HD) hingegen zeigen die Spannungs-Dehnungs-Linien, je nach Seitendruck, zwischen 15% und 18% Vertikalverformung einen ausgeprägten Peakzustand. Der ermittelte Reibungswinkel steigt von etwa 12° bei der nicht orientierten auf etwa 39° bei der geschichteten Probe deutlich an.

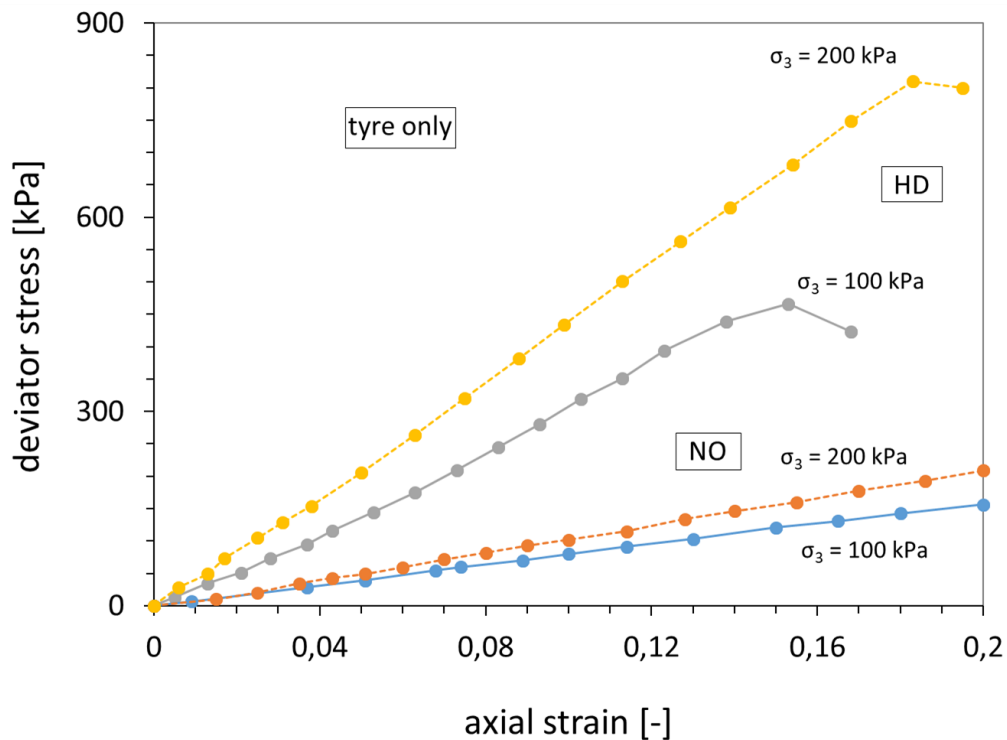


Bild 4.12: Deviatorspannung im Triaxialversuch in Abhängigkeit der axialen Verformung für Proben mit unterschiedlich orientierten Reifenchips, NO: unkontrolliert geschüttet, HD: horizontal orientierte Lagerung. (Balachowski & Gotteland, 2007)

4.1.9 Umweltverträglichkeit

Bei der Verwendung von Recyclinggummi in Boden-Gummi-Mischungen kommt der als nichtgefährlich, aber überwachungsbedürftig, eingestufte Abfallstoff „Altreifen“ mit dem umgebenden Boden und Wasser in intensiven Kontakt. Dementsprechend sind die ökologischen Auswirkungen unter den Gesichtspunkten i) chemische Inhaltsstoffe des Reifengummis, ii) Auslaugungsverhalten sowie iii) Wechselwirkung mit der umgebenden Umwelt zu untersuchen bzw. zu bewerten.

Bei der chemischen Zusammensetzung stechen als toxische Stoffe insbesondere die polyzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffe (PAK), Phenole sowie Zink, Cadmium und Blei heraus (Faure, 1991; Westerberg & Mácsik, 2000; Fenner & Clarke, 2003). Unter welchen Umwelt- und Umgebungsbedingungen diese Stoffe in das Umfeld verfrachtet werden können, lässt sich durch Auslaugungsversuche prüfen und beurteilen

(Zelibor, 1991; Engstrom & Lamb, 1994; Humphrey & Katz, 2000; O'Shaughnessy & Garga, 2000; KemI, 2002). Zusammenfassend ist festzustellen, dass bei *pH*-neutralen Bedingungen bei den Auslaugungstests keine austretenden, gesundheitsschädlichen Konzentrationen an Kontaminationen festgestellt wurden. Dies ändert sich jedoch in Abhängigkeit des *pH*-Werts. Bei hohen *pH*-Werten (alkalisches Milieu) werden beispielsweise vorwiegend Zink, Kupfer und Blei ausgelaugt. Je nach Standort und Umweltsensibilität können für den Einsatz von Boden-Gummi-Mischungen neben den geotechnischen noch ergänzende chemische Untersuchungen erforderlich werden (Liu et al., 1998).

Recyclinggummi hat jedoch auch die positive Eigenschaft, chemische Stoffe an der Oberfläche zu binden und durch Oxidation zu verändern. Auch können sich Mikroorganismen an der Oberfläche ansiedeln (Vukanti et al., 2009).

4.2 Eigenschaften von Boden-Gummi-Mischungen

Die physikalischen und mechanischen Eigenschaften eines Bodens werden durch die Zugabe von Reifengummi geändert. Im Folgenden werden maßgebliche Eigenschaften von Böden, die mit recyceltem Reifengummi vermischt wurden, vorgestellt.

4.2.1 Bearbeitbarkeit

Die Bearbeitbarkeit eines bindigen Bodens hängt neben dem vorhandenen Wassergehalt auch von dessen plastischen Eigenschaften ab. An einem gering plastischen (*Ayaida soil*, $I_P = 22\%$) sowie einem hoch plastischen Ton (*Maghnia bentonite*, $I_P = 83\%$) untersuchten Trouzine et al. (2012) die Änderungen der Zustandsgrenzen beider Materialien bei unterschiedlichen Anteilen an Recyclinggummi. Die stahl- und textulfaserfreie Gummibeimischung bestand aus einem Anteil länglicher Reifenchips mit Längen zwischen 5 mm und 30 mm und Reifenpulver (*rubber powder*). Bild 4.13 zeigt die Änderung der Atterbergschen Zustandsgrenzen beider Tone in Abhängigkeit des Anteils an beigemischt Gummi.

Erwartungsgemäß nahm die Fließgrenze mit steigendem Gummianteil bei beiden Böden ab, wobei diese Abnahme bei dem hoch plastischen Ton ab etwa 10% Gummibeimischung wesentlich deutlicher in Erscheinung trat. Die Ausrollgrenze zeigte ebenso bis etwa 10% Zugabe eine fallende Tendenz. Mit zunehmender Gummibeimischung stieg die Ausrollgrenze beim hochplastischen Ton moderat an; bei dem gering plastischen Ton wurde bei der maximalen Gummizugabe von 50% im Vergleich zum Ausgangswert eine höhere Ausrollgrenze erreicht. Der niedrige Plastizitätsindex des gering plastischen Tons macht die Ton-Gummi-Mischungen weniger „anfällig“ für die Gummibeimischung.

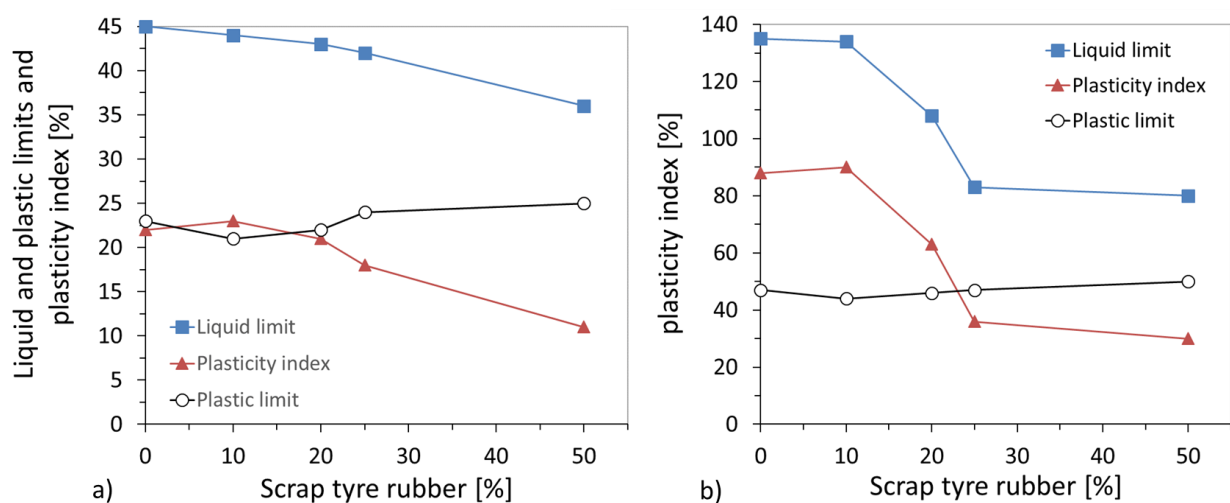


Bild 4.13: Zustandsgrenzen in Abhängigkeit zunehmender Beimischung von Gummi zu einem a) gering plastischen Ton und b) hoch plastischen Ton. (Trouzine et al., 2012)

Aufgrund der modifizierten *Atterbergschen* Grenzen erfolgt eine Neubewertung der Böden in dem *Casagrande*-Diagramm, Bild 4.14. Diese Darstellung veranschaulicht die Auswirkungen der Gummibeimischung, insbesondere bei dem hochplastischen Ton. Ein maßgebliches Kriterium für die Änderung dieser Zustandsgrößen ist der relative Gehalt an Tonmineralien in der Gesamtmischung (Schmitz et al., 2004).

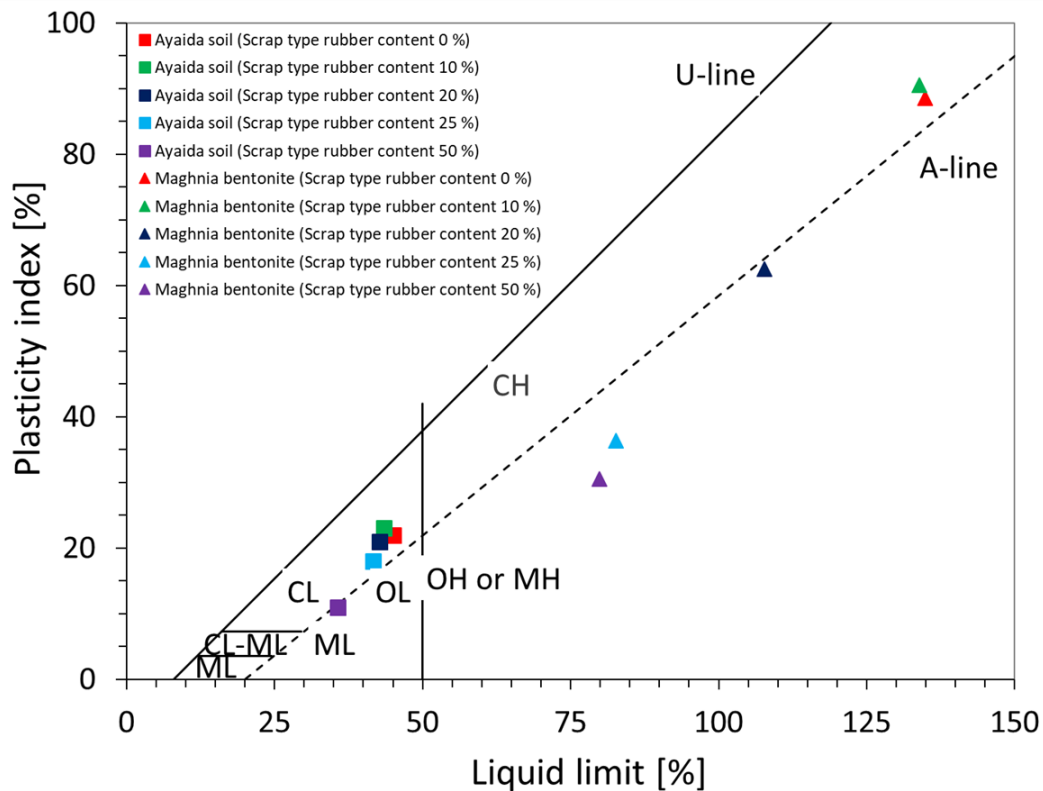


Bild 4.14: Ergebnisse der Gummibeimischungen an einem gering plastischen Ton (*Aiada soil*) und einem hoch plastischen Ton (*Maghnia bentonit*) im *Casagrande*-Plastizitätsdiagramm. (nach Trouzine et al., 2012)

4.2.2 Verdichtungsverhalten

An Proben aus mittelplastischem Ton ($I_p = 29,5\%$) und Mischproben mit unterschiedlichen Gummiantteilen untersuchten Becker und Vrettos (2011) das Verdichtungsverhalten. Das Recyclinggut bestand aus etwa 73% Gummi, 20% Metall und 7% Kunststoff. Die Form der einzelnen, sehr feinen bis teils streifenartigen Partikel variierte zwischen kugel- und lamellenförmig bis zu einer größten Abmessung von 20 mm. Als Ergebnis von Proctorversuchen sind im Bild 4.15 die erreichten Trockendichten in Abhängigkeit der zugehörigen Wassergehalte dargestellt. Die maximal erreichbare Trockendichte ρ_{Pr} nimmt mit zunehmendem Gummianteil aufgrund der deutlich niedrigeren Dichte des Gummis im Vergleich zu reinem Ton ab. Auch der zu ρ_{Pr} zugehörige Wassergehalt w_{Pr} vermindert sich bei zunehmendem Gummianteil.

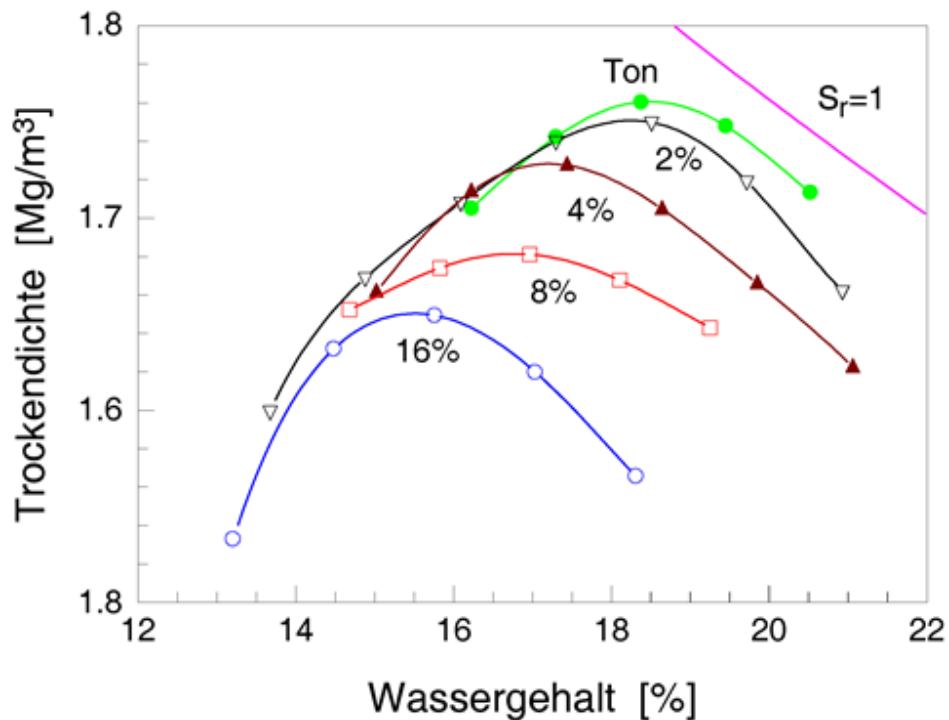


Bild 4.15: Ergebnisse von Proctorversuchen an Mischproben aus Ton mit Recyclinggummi. (Becker & Vrettos, 2011)

Cetin et al. (2006) verwenden zur Vergütung eines gering plastischen Tons ($I_P = 15,9\%$) Recyclinggummi mit unterschiedlichen Kornfraktionen: Die grobe Fraktion (*coarse*) deckt Korngrößen zwischen 2 mm und 4,75 mm ab, die feine Siebfraction (*fine*) umfasst Partikel mit Abmessungen zwischen 0,075 mm und 0,425 mm. Mit zunehmendem Gummianteil in den Mischungen nehmen die erreichten Trockendichten erwartungsgemäß ab, Bild 4.16. Die zu den Maximaldichten ρ_{Pr} zugehörigen Wassergehalte w_{Pr} verringern sich bei den Mischungen mit der groben Gummifraktion ähnlich wie im Bild 4.15 mit steigendem Gummianteil tendenziell ebenso. Bei der Verwendung der Feinfraktion hingegen nehmen die Wassergehalte zu. Offensichtlich wird bei der Zugabe von grobkörnigem im Vergleich zu feinkörnigem Material weniger Wasser benötigt, um die maximale Verdichtung bei einer Mischung zu erreichen.

Umgekehrt wählen Priyadarshree et al. (2015) eine Fraktion eines Recyclinggummis (mittlerer Korndurchmesser $d_{50} = 0,73$ mm, Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 3,54$) und mischen diese in unterschiedlichen Mengenanteilen jeweils in zwei Böden mit verschiedenen Kornverteilungslinien. Als Böden wurden ein feinkörniger Kaolinit

($I_P = 20,1\%$) und im Vergleich hierzu grobkörnigere Flugasche ($d_{50} = 0,01 \text{ mm}$, $C_U = 1,84$) verwendet. Die Ergebnisse der Proctorversuche an den Mischungen zeigen, dass mit steigendem Gummianteil die Trockendichte in erwarteter Weise abnehmen. Die Wassergehalte w_{Pr} steigen mit zunehmendem Gummianteil bei den Ton-Gummi-Mischungen an, bei Flugasche-Gummi-Mischungen werden sie geringer.

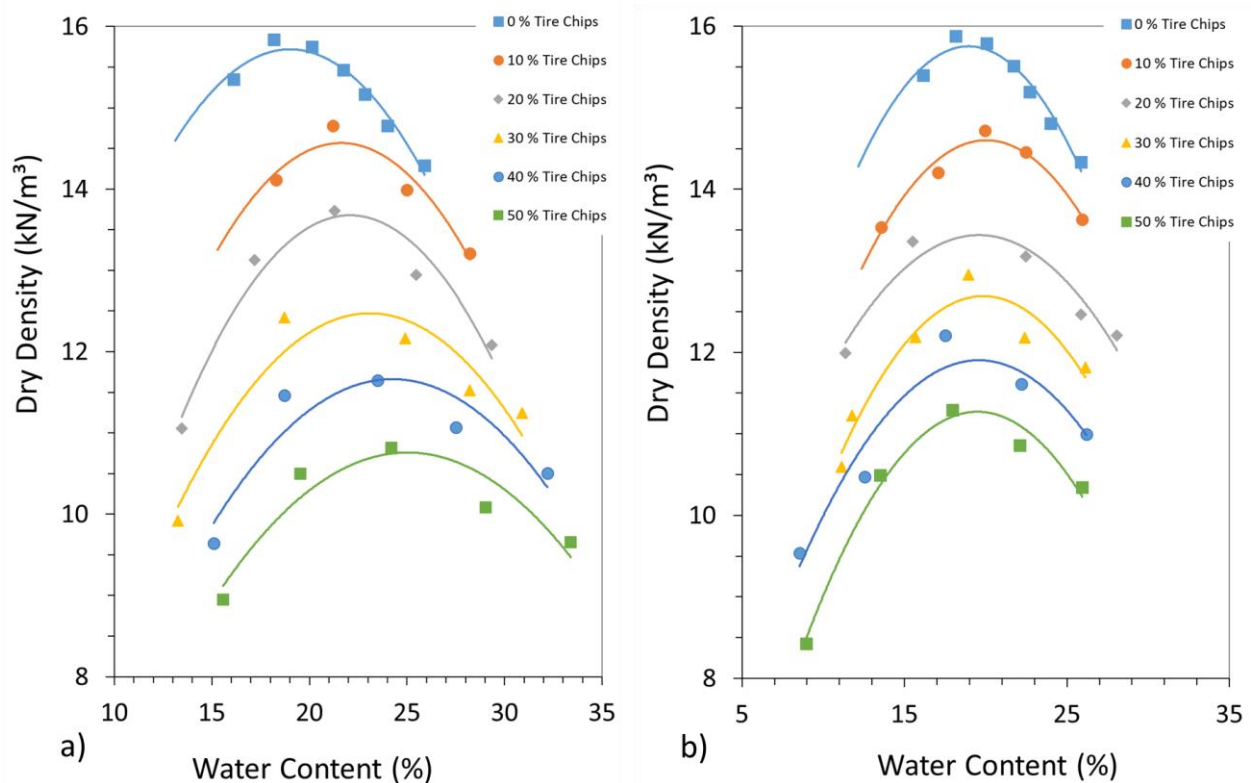


Bild 4.16: Ergebnisse von Proctorversuchen an Mischproben aus Ton mit zwei unterschiedlichen Körnungen von Recyclinggummi a) fein b) grob. (Cetin et al., 2006)

Auch bei nichtbindigen Böden ist der Einfluss auf das Verdichtungsverhalten bei der Zugabe von Recyclinggummi erkennbar. Bild 4.17 zeigt die Ergebnisse von Proctorversuchen an Sand-Gummi-Mischungen (Becker & Vrettos, 2011). Als Recyclinggummi wurde hier ein Granulat mit Korngrößen im Bereich 1 mm bis 4 mm verwendet.

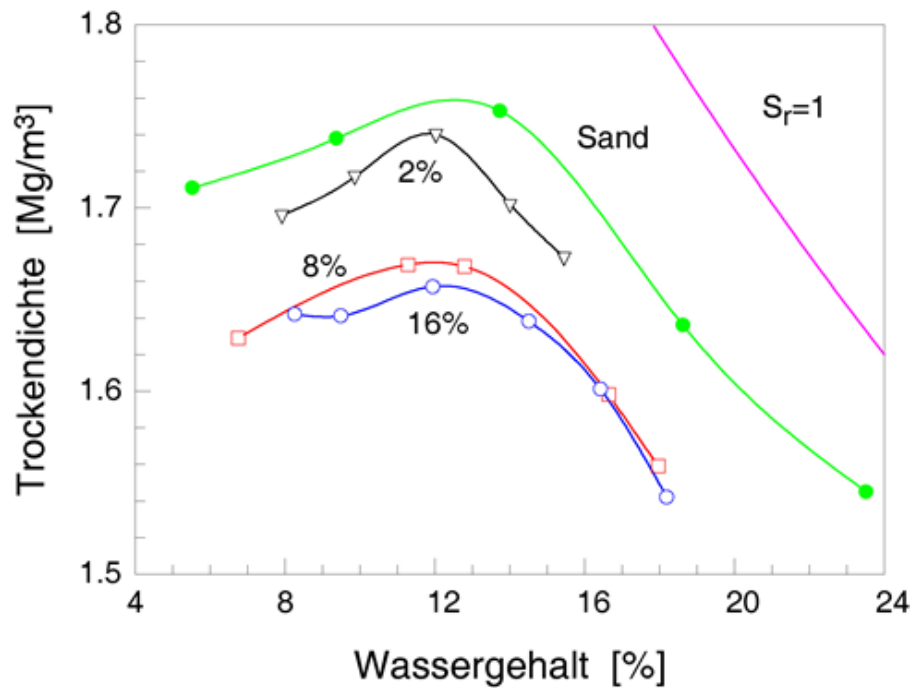


Bild 4.17: Ergebnisse von Proctorversuchen an Mischproben aus Sand mit Recyclinggummi. (Becker & Vrettos, 2011)

4.2.3 Verformbarkeit, Tragfähigkeit

Oikonomou und Mavridou (2009) beobachteten abnehmende CBR-Werte bei Mischungen von Sand und Recyclinggranulaten mit Korndurchmessern kleiner als 2 mm. Als Maß für die relative Tragfähigkeit von Mischböden sind im Bild 4.18 die Ergebnisse von CBR-Versuchen an Sand-Gummi-Mischungen dargestellt (Becker & Vrettos, 2011). Bis zu einer Eindringtiefe des Stempels von ca. 2,5 mm wurde kein Einfluss des Gummiantteils auf den Stempeldruck festgestellt. Mit zunehmender Eindringung steigt der aufnehmbare Stempeldruck zwar an; dieser Zuwachs wird jedoch bei höheren Gummiantteilen schwächer. Bei der Eindringtiefe von 10 mm betrug die aufnehmbare Stempelkraft der 16%-Mischung nur noch ca. 30% des Wertes für den Referenz-Sandboden. Der höhere Gummianteil verringert erwartungsgemäß die Steifigkeit einer Sand-Gummi-Mischung gegenüber einer reinen Sandprobe.

Das Druck-Setzungs-Verhalten in Kompressionsversuchen der Sand-Gummi-Mischungen ist im Bild 4.19 dargestellt. Der Einfluss des Gummiantteils auf das Kompressionsverhalten wird hier erst bei der 16%-Probe deutlich. Proben

mit geringerem Gummianteil weisen im Vergleich zur reinen Sandprobe nahezu keine Änderung im Kompressionsverhalten auf. Als repräsentativ für die Zusammendrückung wird der Steifemodul E_S im Spannungsbereich 50 kPa bis 100 kPa gewählt. Er wird hier auf den Wert des reinen Sandes $E_{S0} = 9,2$ MPa bezogen. Die ermittelten Verhältnisswerte E_S/E_{S0} lauten: 0,96 für 2%, 0,86 für 8% und 0,53 für 16% Anteil an Gummigranulat.

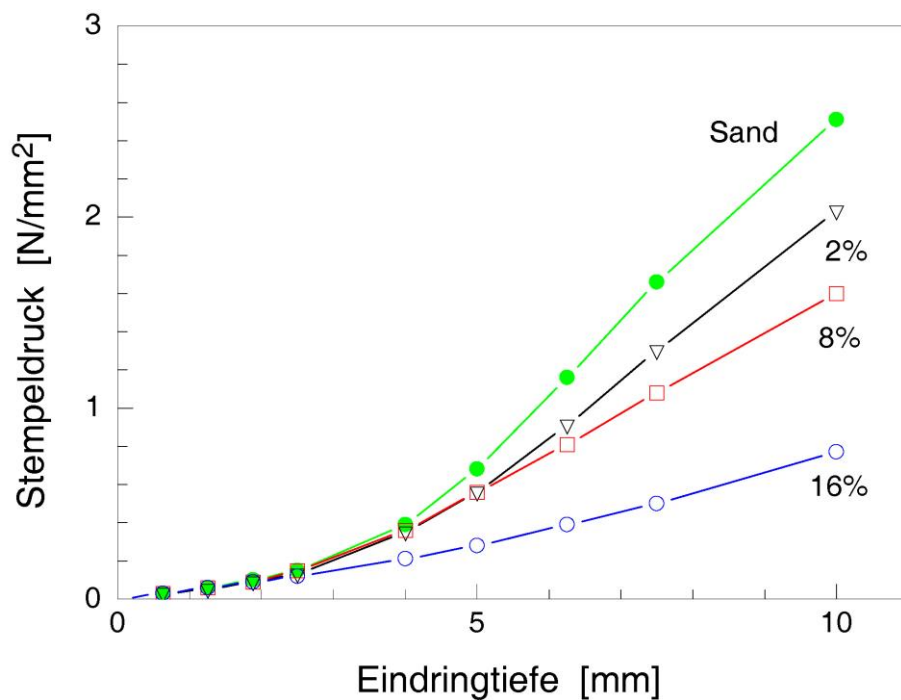


Bild 4.18: Ergebnisse von CBR-Versuchen an Sand und Mischproben aus Sand-Gummigranulat-Mischungen. (Becker & Vrettos, 2011)

Drucksetzungsdiagramme von reinen Bentonitproben (*Seal80*) sowie zwei Bentonit-Gummi-Mischungen mit je 16% Anteil einer unterschiedlichen Gummibeimischung (*Fg*: Fasergummi, *Rm*: Raumehl) sind im Bild 4.20 dargestellt. Es zeigt sich, dass durch das Beimischen von Gummi die Steifigkeit auch hier abnimmt. Der maßgebliche Unterschied im Drucksetzungsverlauf tritt bei Spannungen bis etwa 50 kPa auf: Mischproben weisen hier eine nennenswert geringere Steifigkeit auf, verglichen mit der reinen Bentonitprobe. Für höhere Spannungsbereiche ergaben sich annähernd gleiche Verläufe im Druck-Setzungsdiagramm. Bezogen auf den E_{S0} -Wert bei der reinen Bentonitprobe von 6,2 MPa sind die Werte für die *Fg*-Mischung 22% niedriger, während für die *Rm*-Mischung die Verminderung 17% beträgt.

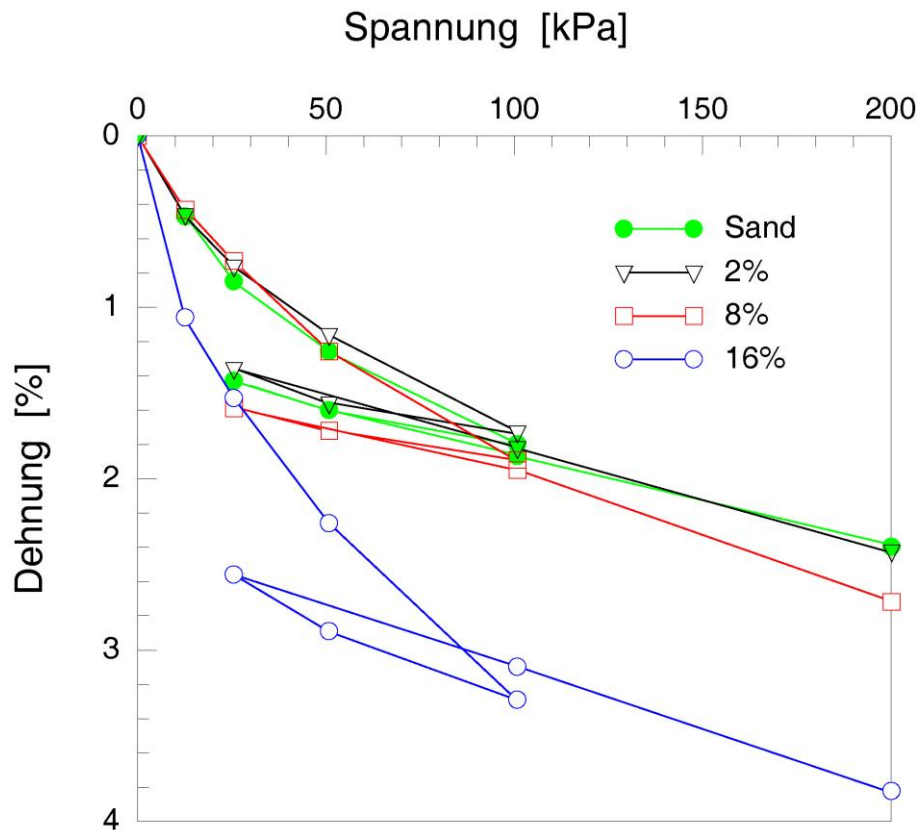


Bild 4.19: Ergebnisse von Kompressionsversuchen an Mischproben aus Sand-Gummigranulat-Mischungen und Sand. (Becker & Vrettos, 2011)

In einer Versuchsreihe führten Esmaili et al. (2013) Lastplattendruckversuche auf einem Sandboden sowie Sand-Gummi-Mischungen (5%, 10% und 15% Zugabe an Gummi) durch. Als Recyclinggummi wurden Reifenschnitzel im Korngrößenbereich 0,475 cm bis 2,5 cm gewählt. Mit Hilfe der Lastplattendruckversuche wurden E_{v2} -Werte ermittelt. Als Ergebnis der Untersuchung sind im Bild 4.21 für den reinen Sandboden sowie für die 15%ige Mischung jeweils drei Be- und Entlastungszyklen aufgetragen. Die Zugabe von Recyclinggummi führt zu einer beträchtlichen Erhöhung der Tragfähigkeit – man beachte die unterschiedlichen Dimensionen in den beiden Diagrammen – sowie zu einer Steifigkeitsänderung. So nimmt beispielsweise der ermittelte E_{v2} -Wert bei Sand mit 77,5 MPa auf einen Wert von 35,4 MPa bei der 15%-Mischung deutlich ab. Die Steifigkeitsabnahme ist nach Esmaili et al. annähernd linear an den Gummianteil gekoppelt.

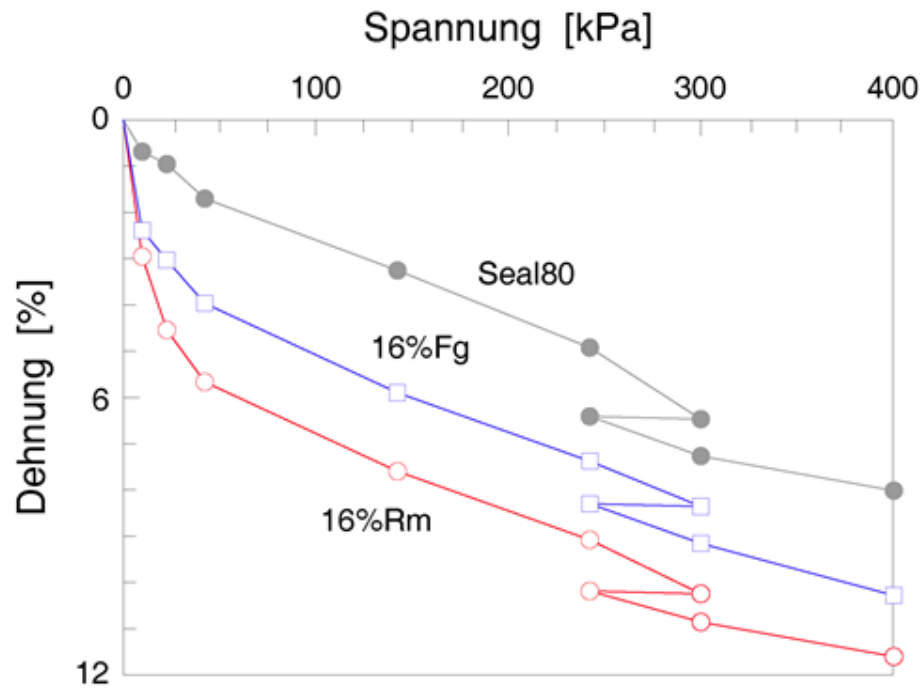


Bild 4.20: Ergebnisse von Kompressionsversuchen an Mischproben aus zwei unterschiedlichen Bentonit-Gummigranulat-Mischungen (*Fg*: Fasergummi; *Rm*: Raumehl) und Bentonit. (Becker & Vrettos, 2011)

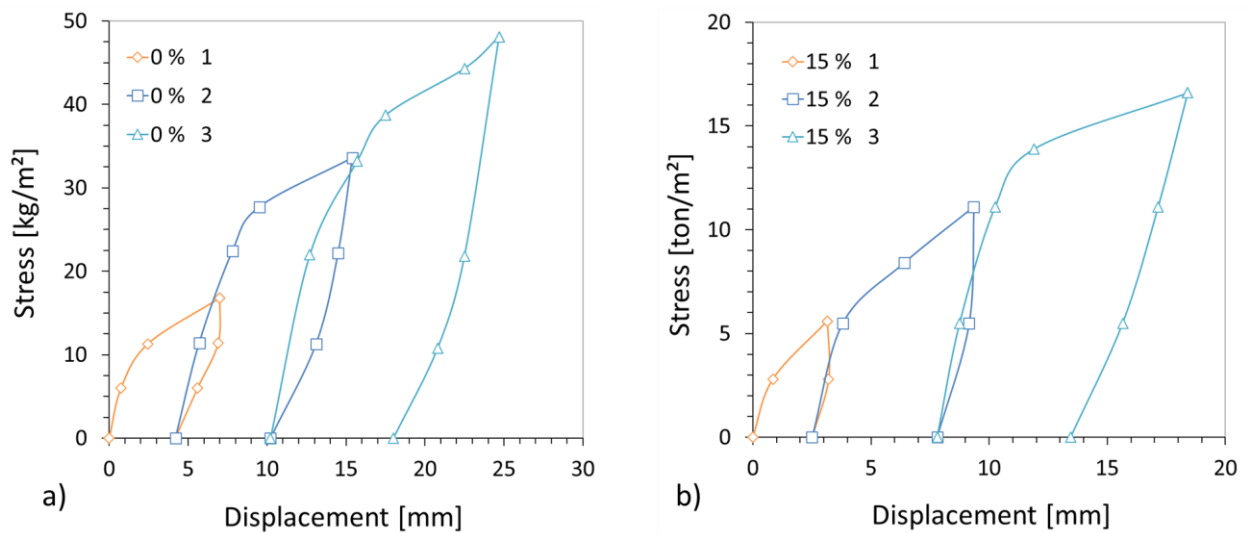


Bild 4.21: Ergebnisse von Lastplattendruckversuchen in einer Versuchsrube an a) Sand und b) Sand-Gummi-Mischungen. (Esmaeili et al., 2013)

Die Zugabe von Recyclinggummi kann zu einer Tragfähigkeitszunahme führen. Neben dem Anteil von Recyclinggummi an der Gesamtmasse spielt auch die Form des Schreddergutes eine entscheidende Rolle. Während in den oben vorgestellten Untersuchungen eher rundkornförmiges Material zum Einsatz kam, mischten Hataf und Rahimi (2005) streifenförmige Zugaben mit einem Sand. Die Autoren untersuchten das Tragverhalten eines Einzelfundaments auf modifiziertem Sandboden in Modellversuchen. Als Recyclinggummi wurden rechteckförmige Streifen mit unterschiedlichen Längen-Breiten-Verhältnissen verwendet. Die Streifenbreite betrug 2 cm und 3 cm. Bei einem gewählten Längen-Breiten-Verhältnis zwischen zwei und vier ergaben sich Streifenlängen zwischen 4 cm und 12 cm. Typische Last-Setzungs-Kurven der Modellfundamente auf unterschiedlich verbesserten Böden sind im Bild 4.22 dargestellt.

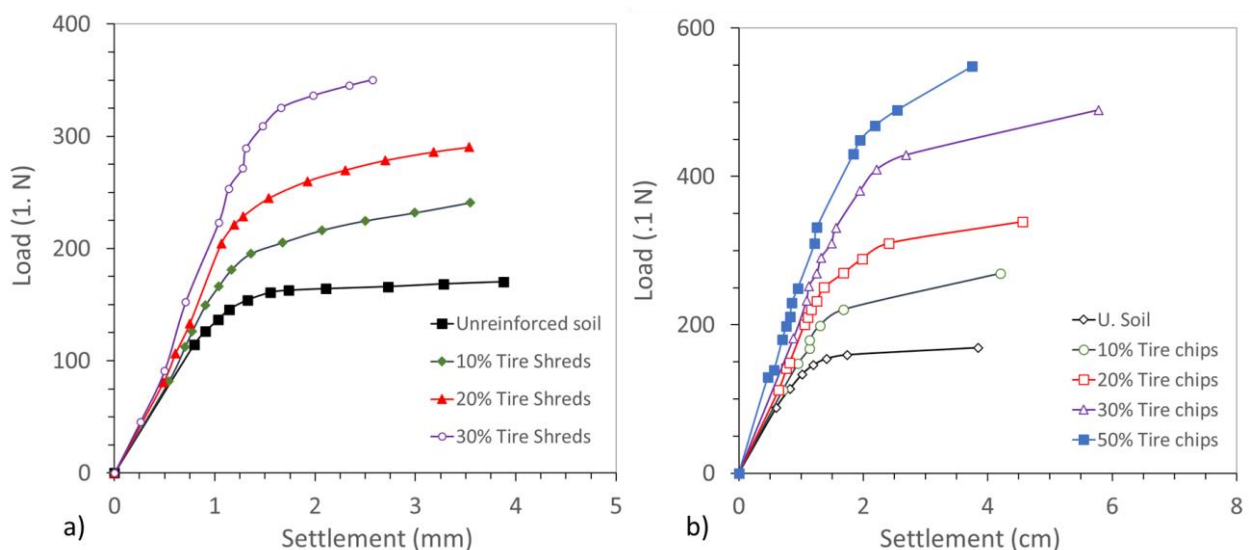


Bild 4.22: Last-Setzungs-Kurven eines Modellfundaments auf nicht verbessertem und mit Recyclinggummi verbessertem Sandboden. Recyclinggummi aus Streifen a) 2 cm x 4 cm und b) 2 cm x 8 cm. (Hataf & Rahimi, 2005)

Gegenüber dem nicht verbesserten Sand führt die Beimischung von Recyclinggummi zu einer deutlichen Tragfähigkeitszunahme. Je nach Form der eingebrachten Gummistreifen wird ein unterschiedliches Tragfähigkeitsniveau erreicht. Den höchsten Zuwachs beobachteten die Autoren bei dem maximalen Längen-Breiten-Verhältnis von vier.

Die Ergebnisse belegen die Effektivität einer geeigneten Gummizumischung. Die Autoren gelangen zu der Auffassung, dass eine Tragfähigkeitserhöhung dann möglich ist, wenn die Gummiteilchen eine Mindestabmessung besitzen und somit eine Bewehrungsfunktion im Boden übernehmen. Diese Abmessung orientiert sich an dem Verhältnis der auftretenden Zugspannungen im Boden und dem Herauszieh Widerstand der Gummipartikel.

4.2.4 Scherfestigkeit

Nach Ansicht von Cetin et al. (2006) kann durch die Zugabe von Recyclinggummi die Scherfestigkeit eines bindigen Bodens erhöht werden. In Direkten Scherversuchen an Ton-Gummimischungen stellten die Autoren bei der Zugabe einer feinkörnigen Siebfraction an Recyclinggummi ($< 0,425$ mm) eine Erhöhung der Scherfestigkeit um bis zu 30%, bei Zugabe einer groben Fraction (2-4,75 mm) um bis zu 20% fest. Hierbei nahm die Kohäsion sowohl bei der feinen als auch der groben Siebfraction mit zunehmendem Gummianteil um bis zu 40% zu, wohingegen der Reibungswinkel abnahm; ab etwa 40% Gummianteil hingegen nahm die Kohäsion ab und der Reibungswinkel zu.

Das Scherfestigkeitsverhalten eines gering plastischen Tons (Kaolinit), der mit 10% Recyclinggummi gemischt wurde, untersuchten Özkul und Baykal (2007) in Triaxialversuchen. Der Beitrag einer Scherfestigkeitserhöhung durch den konstanten Gummianteil verminderte sich mit zunehmender Seitendruckspannung. Ab etwa 200 kPa bis 300 kPa Seitendruckspannung wurde im Vergleich zur reinen Tonprobe eine geringere Scherfestigkeit der Mischung ermittelt.

In einem Ringschergerät für Proben mit Durchmesser 279 mm (Edil & Bosscher, 1994; Foose, 1993) untersuchten Tatlisoz et al. (1997) neben Ton (*Wilsonville clay*), Schluff (*Madison silt*) auch Sandproben (*Portage sand*), vermischt mit Recyclinggummi mit Abmessungen kleiner 93 mm. In Abstufungen von 10%, 20% und 30% Gummizugabe ergaben sich typische Arbeitslinien, wie sie auch für die drei Basisböden ermittelt wurden. Zur Mobilisierung der maximalen Scherfestigkeiten waren bei den Mischungen im Vergleich zu den drei genannten Böden höhere

Verformungen erforderlich. Bei den Schluff- und den Sand-Gummi-Mischungen zeigten die Scherfestigkeiten höhere, bei den Ton-Gummi-Mischungen niedrigere Werte als die der zugehörigen Basisböden.

Die Auswirkungen einer Gummibeimischung auf die Scherfestigkeit bei Sand-Gummi-Mischungen verdeutlicht die schematische Darstellung im Bild 4.23 für einen zunehmenden Gummiateil von 0% bis 100% (Zornberg et al., 2004b). Man erkennt zwei Mechanismen: Die Scherfestigkeit des reinen Sandes, i. d. R. höher als die des reinen Gummis, wird ergänzt um einen Verbundanteil, der in den Gummipartikeln Zugkräfte initiiert. Dieser Anteil wächst mit zunehmendem Gummiateil an und nimmt dann wiederum kontinuierlich auf Null ab. Für ihre Triaxialversuche an Sand (*Monterey No.30*) bestimmten Zornberg et al. diesen „kritischen“ Wert zu etwa 35% Gummizugabe.

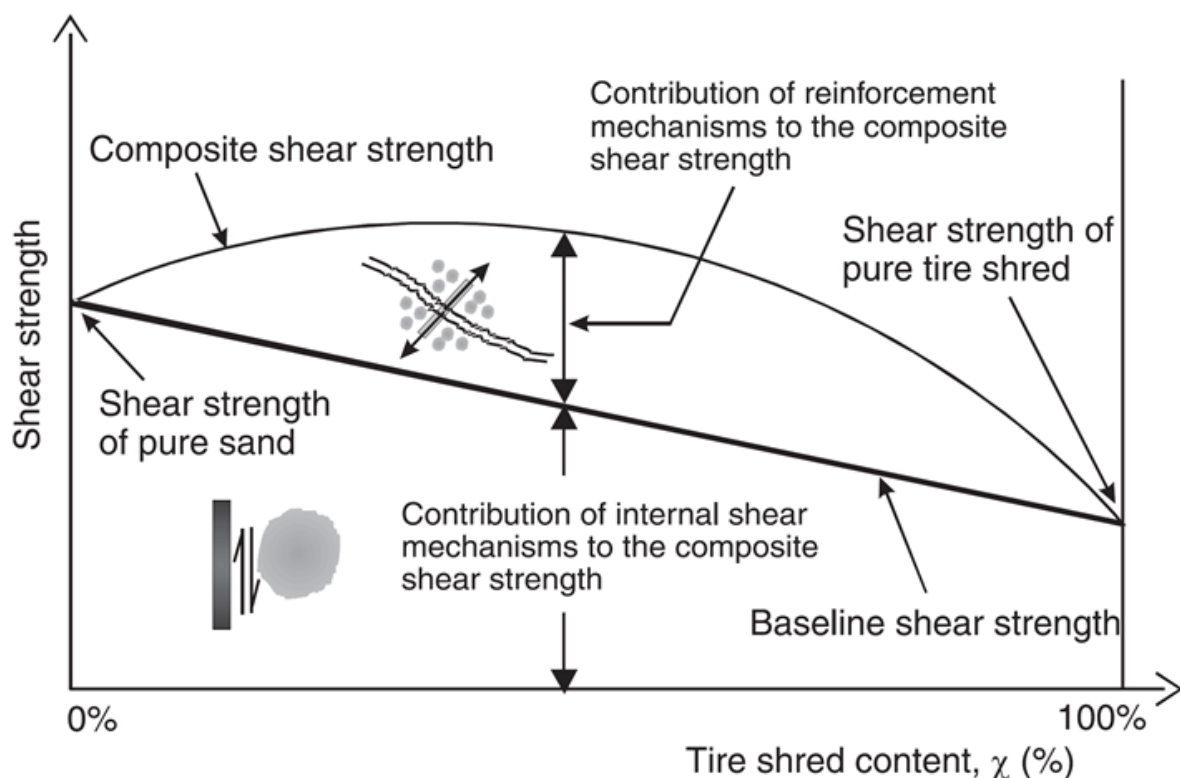


Bild 4.23: Schematischer Zusammenhang für den Einfluss des Gummiateils auf die Scherfestigkeit bei Sand-Gummi-Gemischen. (Zornberg et al., 2004b)

Betrachtet man das Volumenänderungsverhalten der Proben, so zeigt sich bei Zornberg et al. bis etwa 35% Gummizugabe ein kontraktant-dilatantes Verhalten und bei Zugaben größer als 35% ein rein kontraktantes Verhalten. Der Verbundanteil ist insbesondere bei geringen Seitendrücken relevant. Bei höheren Seitendrücken können für Sand-Gummi-Gemische aufgrund eines nur noch geringen Verbundanteils auch Scherfestigkeiten erreicht werden, die geringer sind, als die der reinen Sandprobe.

Mit Zugaben von bis zu 70% Recyclinggummi zu einem Sand deckt Ghazavi (2004) ebenfalls einen breiten Bereich für Gummizugaben zu Böden ab. Die Siebfraktion des Recyclinggummis umfasst den Bereich zwischen 1 mm und 4 mm. Mit Hilfe eines Direkten Schergerätes ermittelte er für zwei unterschiedliche Lagerungsdichten Scherparameter an Sand-Gummi-Mischungen. Bei der lockersten Lagerungsdichte und etwa 15% Gummizugabe wird ein Reibungswinkel von $35,3^\circ$, bei einer dichteren Lagerungsdichte $37,6^\circ$ ermittelt. Die zugehörigen Werte ohne Gummizugabe betrugen $31,2^\circ$ bzw. 37° . Ein Gummianteil über 15% bis 20% führte zu keiner weiteren Verbesserung. Der Reibungswinkel des reinen Gummis wird zu 31° angegeben.

An Sand-Gummi-Mischungen (vgl. Materialbeschreibung zu Bild 4.17) ermittelten Becker und Vrettos (2011) für Zugaben von 8% ($\phi/c = (37,5^\circ / 8,5 \text{ kPa})$) und für 16% ($38^\circ / 12,5 \text{ kPa}$), gegenüber ($45^\circ / 2 \text{ kPa}$) für den Basisboden.

4.2.5 Biegezugfestigkeit

Je nach Abmessungen und Form können die eingemischten Gummipartikel eine Bewehrungsfunktion im Boden übernehmen und somit auch Zugkräfte aufnehmen. Becker und Vrettos (2011) demonstrieren dies mit Hilfe eines Biegezugversuchs an vergüteten Tonproben (vgl. Bild 4.15). Für jeweils drei Probenkörper aus reinem Ton sowie der 16%-Mischung sind Arbeitslinien im Bild 4.24 zusammengestellt.

Die Kurven zeigen die ermittelte Biegezugfestigkeit in der Probenmitte, aufgetragen über die Vertikalverformung. Vereinfachend wurde hierbei von einer konstanten Spannungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen.

Der qualitative Vergleich der Versuchsergebnisse führt zu folgenden Beobachtungen: i) Die reinen Tonproben erreichen einen Maximalwert der Spannung bei etwa 170 N/cm^2 und einer zugehörigen Verschiebung von etwa 3 mm bis 4 mm. Mit zunehmender Verformung fällt die aufnehmbare Spannung steil auf einen geringeren Residualwert ab. ii) Proben mit 16% Gummianteil erreichen mit etwa 290 N/cm^2 einen signifikant höheren Wert. Auch der zugehörige Verformungsweg ist mit ca. 12 mm bis 15 mm annähernd vierfach so groß. Im nachfolgenden, abfallenden Ast der Arbeitslinie verhalten sich die Proben duktiler. Der Gummianteil übernimmt die Funktion einer Bodenbewehrung.

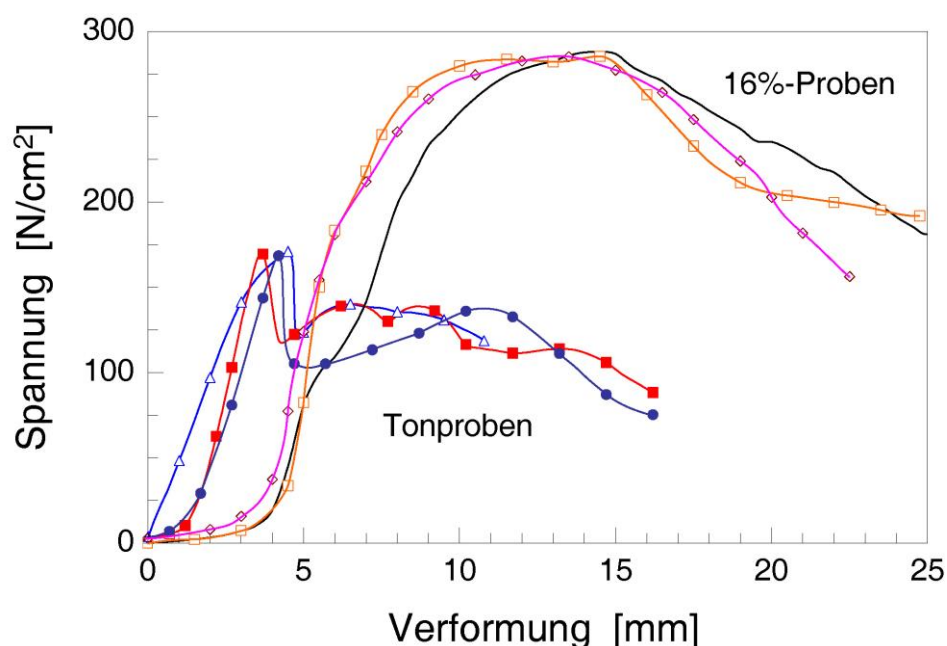


Bild 4.24: Beziehung zwischen Spannung und Verformung bei Biegezugversuchen an Proben aus Ton und Mischproben aus Ton und 16% Gummi. Jede Testreihe besteht aus drei Einzelversuchen. (Becker & Vrettos, 2011)

4.2.6 Quellverhalten

Zur Beurteilung des Quellvermögens expansiver Böden mischten Trouzine et al. (2012) Reifenchips und Reifenpulver mit einem gering sowie einem hoch plastischen Ton (vgl. Materialbeschreibung zu Bild 4.13). Als Ergebnis der Quellversuche sind im Bild 4.25 die Quellhebungen (*swell potential*) beider Proben über die Quellzeit aufgetragen.

Die Beimischung von 50% Gummianteil führte zu einer nennenswerten Verringerung der Quellhebung. Auch für den Quelldruck (*swelling pressure*) wurden geringere Werte erreicht. Die Auswertung der Versuche ist im Bild 4.26 zusammengefasst. Bei beiden Tonböden kommt es infolge der Gummizumischung, je nach Mischungsanteil, zu einer deutlichen Reduzierung des Quellpotentials sowie des Quelldrucks.

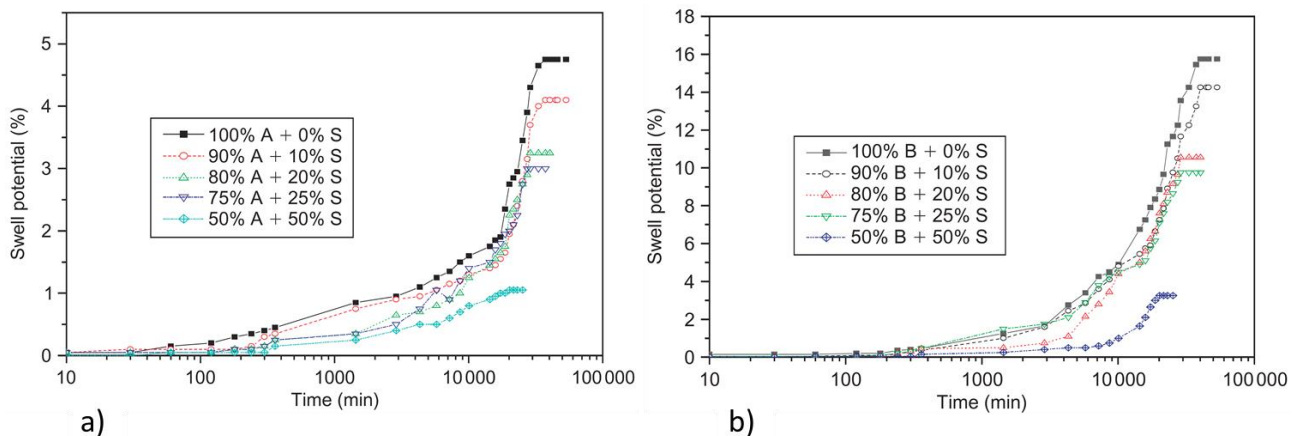


Bild 4.25: Quellpotential an zwei Tonböden und Ton-Gummi-Mischungen in Abhängigkeit der Quellzeit a) gering plastischer Ton und b) hoch plastischer Ton. (Trouzine et al. (2012))

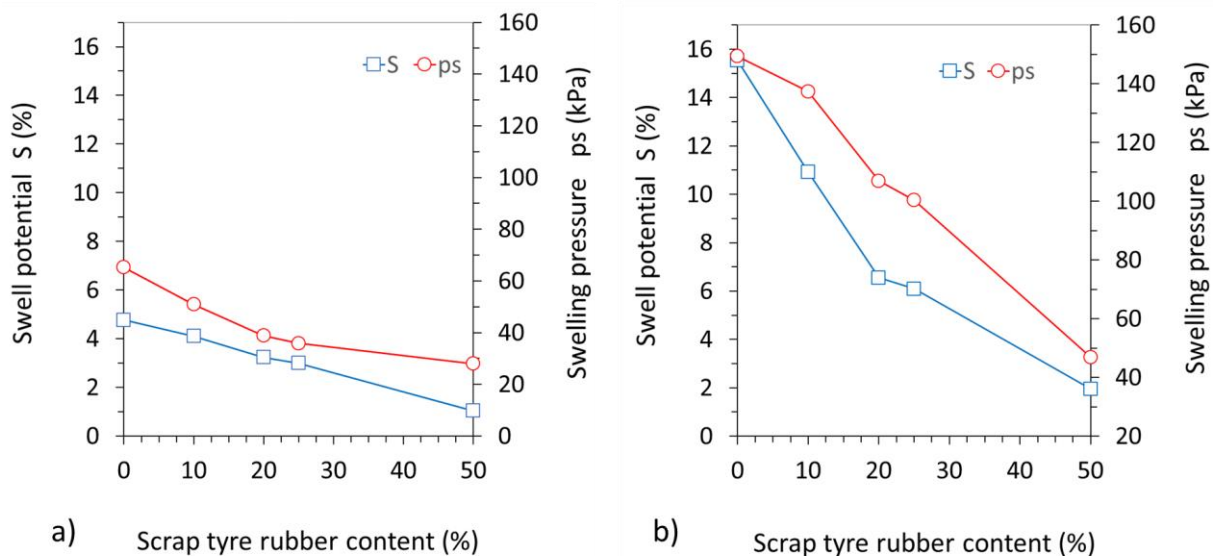


Bild 4.26: Quellpotential und Quelldruck an zwei Tonböden und Ton-Gummi-Mischungen in Abhängigkeit des Gummiantteils. a) gering plastischer Ton und b) hoch plastischer Ton. (Trouzine et al., 2012)

Neben der Menge an Recyclinggummi ist auch die Form des Gummis von Bedeutung. Becker und Vrettos (2011) vergüteten einen quellfähigen Bentonit mit zwei unterschiedlichen Gummibeimischungen. Neben dem sogenannten pulverförmigen Raumehl (*Rm*) wurde eine weitere Bentonitprobe mit Fasergummi (*Fg*), gekennzeichnet durch einen hohen Anteil streifenförmiger Partikelformen, vermischt; der Gummianteil lag bei beiden Mischproben bei 16%. Das für die Quelldruckversuche eingesetzte Gerät erlaubt die Messung von axialem und radialem Druck. Die Entwicklung des axialen sowie des radialen Quelldrucks über die Zeit ist im Bild 4.27 aufgetragen.

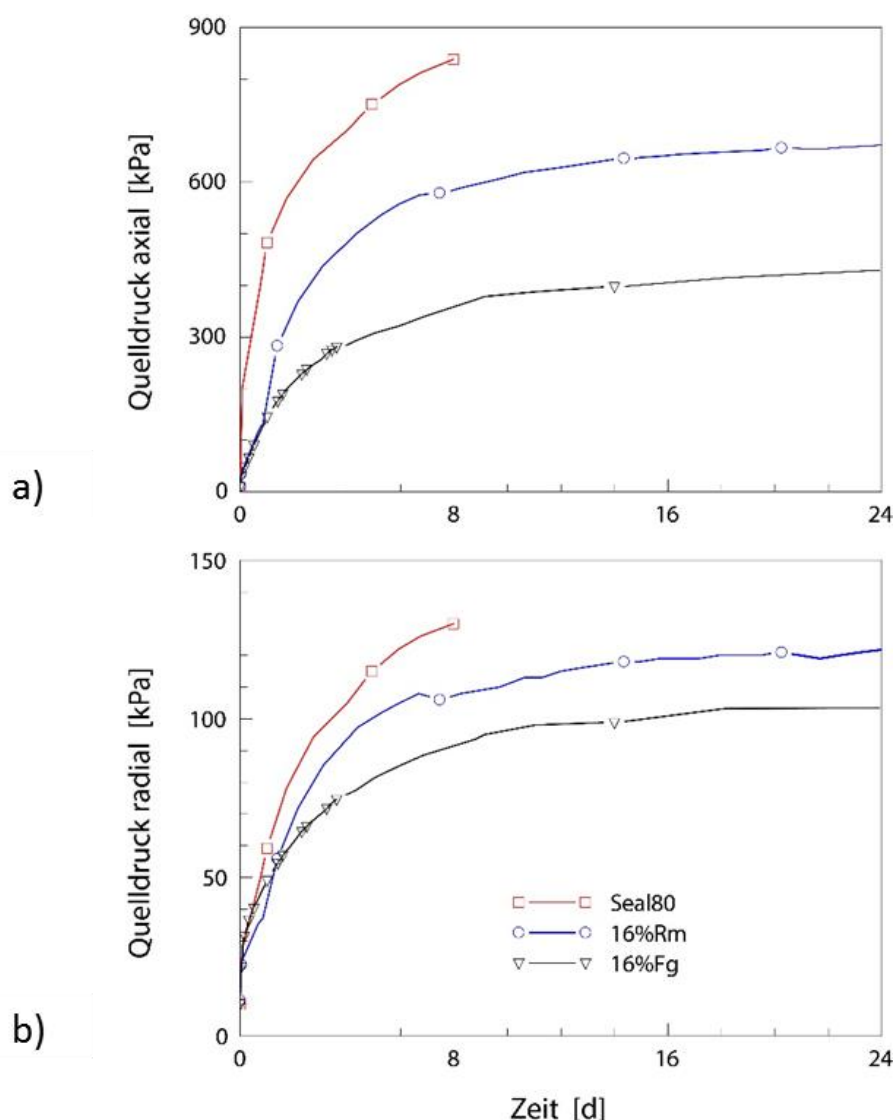


Bild 4.27: Zunahme des a) axialen und b) radialen Quelldrucks mit der Zeit bei Proben aus Bentonit sowie Mischungen aus Bentonit und zwei unterschiedlichen Recyclinggummis (*Fg*, *Rm*). (Becker & Vrettos, 2011)

Die reine Bentonitprobe entwickelte den höchsten Quelldruck. Aus versuchstechnischen Gründen wurde dieser Versuch bei etwa 900 kPa abgebrochen. Die Zugabe an Gummi führte zu einer deutlichen Verringerung des Quelldrucks. Die Verwendung von Fasergummi stellte sich hier als effektiver gegenüber Raumehl dar.

4.2.7 Austrocknungsverhalten

Das Schrumpfverhalten und eine damit einhergehende Rissentwicklung im Boden während der Austrocknungsphase unter annähernd konstanten Umgebungsbedingungen wurden über einen Zeitraum von etwa 7 Monaten beobachtet (Becker & Vrettos, 2011). Bei den reinen Tonproben traten während der Austrocknung an der Probenoberfläche Porenöffnungen und Risse in der Größenordnung von bis zu 0,5 cm auf. An Ton-Gummi-Proben hingegen zeigten sich oberflächlich teilweise weniger Risse mit deutlich geringeren Rissbreiten.

Auf Bild 4.28 ist die beobachtete Volumenänderung für reine Tonproben und unterschiedliche Mischungen aufgetragen. Der Einfluss des eingemischten Gummis auf das Schrumpfverhalten ist klar erkennbar.

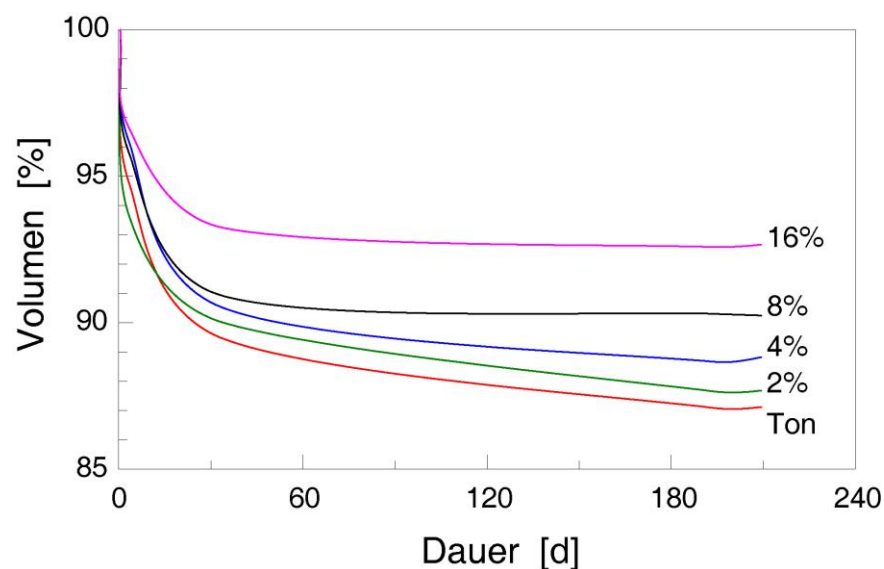


Bild 4.28: Volumenänderung während der Austrocknung für eine Tonprobe sowie Mischproben aus Ton und Gummi. (Becker & Vrettos, 2011)

Während es bei den reinen Tonproben über den Beobachtungszeitraum zu einer Volumenreduktion um etwa 13% kam, zeigte sich bei der 16%-Probe eine Reduktion um lediglich etwa 7%.

Das Schrumpfverhalten der Bentonit-Gummi-Mischungen wurde sowohl von der Art des beigemengten Gummis als auch vom Anteil, bezogen auf den Bentonitanteil, deutlich beeinflusst, in ähnlicher Form wie dies bereits bei dem Quellverhalten registriert wurde (Bild 4.27). Das Bild 4.29 zeigt die Volumenänderungen der Proben in Abhängigkeit vom Wassergehalt für unterschiedliche Mischungen bei annähernd gleichen Anfangswassergehalten.

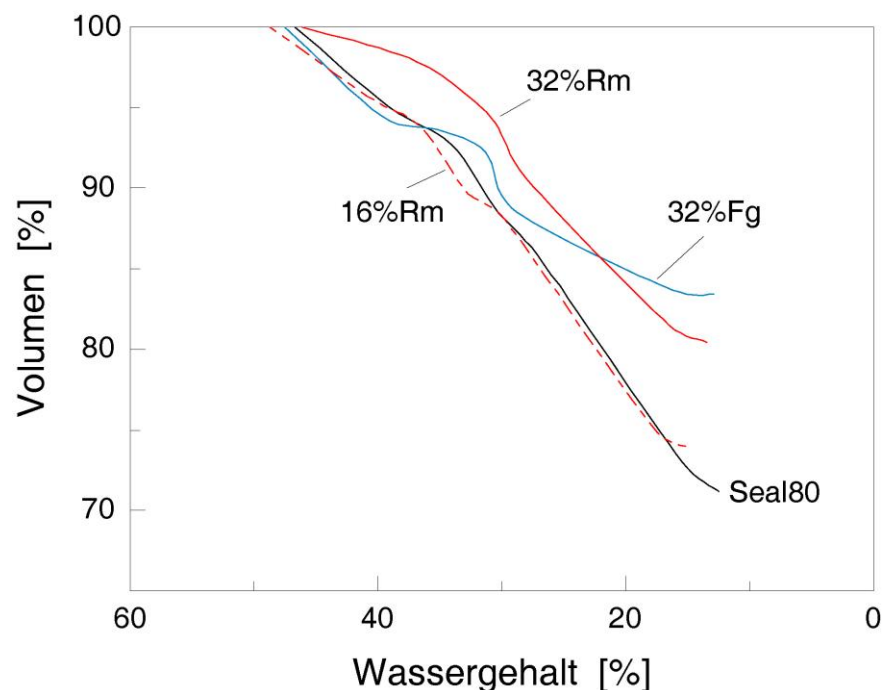


Bild 4.29: Volumenänderung während der Austrocknung an Proben aus Bentonit (*Seal80*) und Mischungen aus Bentonit mit zwei unterschiedlichen Recyclinggummis (*Fg*, *Rm*). (Becker & Vrettos, 2011)

4.3 Zusammenfassung

In diesem Kapitel werden die maßgeblichen physikalischen und mechanischen Eigenschaften von recyceltem Reifengummi vorgestellt. Im Vergleich zu natürlichen Böden besitzt das Material eine geringere Wichte,

eine höhere Porosität und damit auch eine höhere Permeabilität. Das Spannungs-Verformungsverhalten ist nichtlinear und weicht von dem bekannten Verhalten natürlicher Böden deutlich ab. Mit zunehmendem Spannungsniveau verhält sich Gummi steifer, wobei die Steifigkeit deutlich geringer ist als bei natürlichen Böden. Die vorgestellten Untersuchungen und Ergebnisse im vorliegenden Kapitel verdeutlichen die Vorteile der Beimischung von Gummi sowohl bei rolligen als auch bindigen Böden. Es zeigt sich, dass die in der Bodenmechanik gängigen Versuche für die Untersuchung eines solchen Verbundwerkstoffes anwendbar sind und plausible Ergebnisse liefern. Die Beimischung von Gummi führt erwartungsgemäß zu einer geringeren Dichte der Boden-Gummi-Mischung. Scherfestigkeitsparameter vergüteter Böden liegen in annähernd gleicher Größenordnung wie die entsprechenden Werte unvergüteter Böden. Physikalische und mechanische Eigenschaften eines Basisbodens können durch die Zugabe von Gummi bedeutend beeinflusst werden. Zu nennen seien hier beispielsweise das Quellverhalten oder auch die Duktilität.

5 Enzyme

Die herkömmlichen Zusatzmaterialien wie Zement, Kalk, Flugasche oder auch bituminöse Stoffe erfordern teils relativ große Zugabemengen, um beispielsweise einen signifikanten Festigkeitszuwachs zu erzielen. Hinzu kommen oftmals auch längere Abbindezeiten, die bis zur vollständigen Umsetzung der chemischen Reaktionen erforderlich sind. Insbesondere Kalke und Zemente können in sulfathaltigen Böden, wie in Kapitel 1 aufgezeigt, zu nachteiligen Reaktionen führen.

In den letzten Jahren gewinnen daher sogenannte nicht-traditionelle Methoden (*non-traditional stabilizers*) neben den etablierten Verfahren der Baugrundverbesserung zunehmend an Bedeutung. Im Gegensatz zu den etablierten Bindemitteln Kalk und Zement sind Angaben zu detaillierten Stoffzusammensetzungen im Hinblick auf Schutzrechte oftmals nicht zugänglich. Zumeist werden die Produkte mit handelsüblichen Bezeichnungen belegt oder in der Fachliteratur anonymisiert.

Für die Untersuchung grundlegender Mechanismen und Wirkungsweisen der nicht-traditionellen Additive ist es zweckmäßig, die Produkte entsprechend ihrer Eigenschaften in spezifische Gruppen einzuteilen (Scholen, 1992; Tingle et al., 2007; Rajoria & Kaur, 2014). Neben Harzen, Salzen, ionischen Verbindungen, Polymeren, Lignosulfonaten, sind Sekundärstoffe aus Industrieprozessen (*by-products*) und insbesondere die im Folgenden behandelten Enzyme zu nennen.

Nicht zuletzt aus umwelttechnischen Gründen, auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten werden Verfahren und Produkte der letztgenannten Gruppe fortwährend weiterentwickelt und für spezielle Anwendungen auch eingesetzt. Die Anwendung der Methoden basiert derzeit vornehmlich auf Erfahrungen aus orientierenden Laboruntersuchungen, einzelner, ausgewählter Projekte oder Beobachtungen aus der Natur: In beeindruckender Weise wird die Bodenstabilisierung mittels Enzymen am Beispiel der Termitenhügel in Lateinamerika, Afrika und Asien ersichtlich. Der mit Enzymen angereicherte Termitenspeichel wird verwendet, um Bodenstrukturen zu bauen, die bei mehreren Metern Standhöhe und felsähnlichen Festigkeiten auch extremen Witterungsbedingungen widerstehen.

5.1 Wirkungsweise und Mechanismen

Scholen (1992) unterteilt die Zugaben in puzzolanisch sowie chemisch wirkende Stoffe. Typischer Vertreter der Puzzolane ist der Kalk. Wird Kalk mit Boden vermischt, werden als Prozess letztendlich Calciumkationen in der Tonstruktur ausgetauscht. Calciumkationen sind vergleichsweise groß, können somit nicht weit in die Tonstruktur eindringen, so dass ein intensives Durchmischen erforderlich wird, um die Vorteile dieser Vergütungsart zu erreichen. Die hohe Ionisierungsenergie von Calcium zieht die Struktur des Tons zusammen, verdrängt somit überschüssiges Wasser und kann die Tongitter auch zerbrechen. Die Anwesenheit von Kalk erhöht den pH -Wert des Bodens. Der hohe pH -Wert wiederum gibt Aluminiumoxid und Siliciumdioxid aus den Puzzolanen und aus der Tonstruktur frei. Diese freien Aluminiumoxide und Siliciumdioxide reagieren irreversibel mit den Calciumionen zu Calciumaluminiumsilikaten und damit zu Komponenten, ähnlich zu Portlandzement (vgl. Kapitel 1). Zu beachten ist, dass diese Calciumsilikate negative Ladungen aufweisen und damit ionisiertes Wasser anziehen, um ein Netz von Hydratationsbindungen zu schaffen und somit die Bodenteilchen zusammen zu verkleben (zementieren).

Chemisch wirksame Zugaben dringen in den Boden ein und bewirken, dass die Tonfraktionen die permanente Fähigkeit erhalten, die Bodenmatrix zusammenzuhalten („zementieren“). Hierzu muss das Additiv starke und lösliche Kationen enthalten und bereitstellen, die die schwächeren Tonkationen austauschen können. Hierbei kann überschüssiges Wasser aus dem Tongitter entfernt werden, was wiederum mit einer höheren Dichte und einer permanenten strukturellen Veränderung der Bodenmatrix verbunden ist. Beispielsweise produzieren geeignete Substanzen starke H^+ -Ionen, die in das Tongitter eindringen können und neben dem Strukturumbau letztendlich eine dichtere Bodenstruktur bewirken. Als Vertreter solcher Substanzen seien genannt: sulfoniertes Naphthalin oder auch D-Limonen (Naturstoff aus der Gruppe der Terpene). Eine Veränderung der Oberflächenstruktur von Tonpartikeln und Verringerung der Kapillarität bewirkt die Zugabe von Ammoniumchlorid (NH_4Cl) durch entstehende NH_4^+ -Ionen, die an den Tonpartikeln anhaften.

5.1.1 Boden-Elektrolyt-System

Aufgrund ihres Strukturaufbaus sind Bodenteilchen chemisch nicht inert, d. h. unter bestimmten Bedingungen reagieren sie mit geeigneten Reaktionspartnern. Diese Reaktionen resultieren aus der Anziehung von positiven und negativen Ladungen in den Komponenten des Bodens und der chemischen Substanzen. Typisches Beispiel für solche Bodenteilchen sind Tonpartikel, die in ihrer molekularen Struktur eine negative Ladung aufweisen. Um den Stabilisierungsmechanismus der nicht-traditionellen Methoden besser zu verstehen, führte Scholten (1992) die Konzepte der Bodenelektrolytsysteme, des osmotischen Gradientendrucks und der Kolloidaktivität ein. Eine kurze Zusammenfassung dieser Konzepte ist im Folgenden dargestellt.

Die meisten Tone haben eine Molekülstruktur mit einer permanenten negativen Nettoladung, unabhängig vom *pH*-Wert der Umgebungslösung. Zur Aufrechterhaltung der elektrischen Neutralität werden Kationen als positiv geladene Teilchen an den Oberflächen von Tonpartikeln angezogen und festgehalten. Diese Kationen werden als austauschbare Kationen bezeichnet, da in den meisten Fällen Kationen eines Typs mit Kationen eines anderen Typs frei austauschbar sind. Eine bestimmende Größe, die diese spezifische Eigenschaft eines Tons beschreibt, ist die sogenannte Kationenaustauschkapazität (*KAK*-Wert, Einheit mval/100g). Dieser Wert ist ein Maß für die austauschbaren Kationen und damit die Zahl an negativen Bindungsplätzen von Kationenaustauschern im Boden. Der *KAK*-Wert hängt neben der chemischen auch von der mechanischen Zusammensetzung des Bodens ab, da die effektive Wirkoberfläche wiederum mit der Größe der Kolloide zusammenhängt. Typische Wertebereiche für gängige Tonminerale sind: i) Kaolinit (Zweischicht-Tonmineral) 3-5 mval/100g, ii) Illit (Dreischicht-Tonmineral) 20-50 mval/100g, iii) Smektit (Dreischicht-Tonmineral) 70-130 mval/100g und iv) Chlorit (Vierschicht-Tonmineral) 10-40 mval/100g.

Als austauschbare Kationen seien beispielsweise die basisch wirksamen Kationen Na^+ , K^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} sowie die sauren Kationen Al^{3+} , Fe^{3+} nebst H^+ genannt. Ist die Kationenladung in der Tonstruktur schwach, zieht die verbleibende negative Ladung polarisierte Wassermoleküle an, wobei die Zwischenräume der Tonstruktur mit ionisiertem Wasser gefüllt werden.

5.1.2 Kolloidale Aktivität und osmotischer Druckgradient

Eine wichtige Eigenschaft von kolloidalen Bodenpartikeln ist ihre Fähigkeit, sich an einer chemischen Reaktion zu beteiligen. Kolloide sind, in der Bodenphysik, amorphe Moleküle ohne Kristallstruktur, mit Abmessungen von weniger als einem Mikrometer. Teilchen dieser Größe werden stark beeinflusst durch die sogenannte *Brownsche* Bewegung, die durch zufällige thermische Bewegung verursacht wird. Insbesondere in Tonböden sind Kolloide in hohen Konzentrationen vorhanden. Sie weisen eine permanente negative Ladung auf, die es ihnen ermöglicht, freie Kationen in der Bodenelektrolytlösung anzulocken und zu transportieren. Treffen die Teilchen auf stärker geladene Tonteilchen, so werden die Kationen wieder freigegeben, wodurch das Kolloid frei wird, um ungebundene Kationen wiederum neu zu binden. Sowohl elektrochemische als auch physikalische Effekte beeinflussen diesen Mechanismus.

Als elektrochemische Effekte wirken zwischen positiven und negativen Partikeln *Van-der-Waals*-Kräfte sowie Abstoßungskräfte zwischen Ionen derselben Ladung. Ist der Boden nicht vollständig gesättigt, so bewegt sich die flüssige Phase als laminare Strömung durch die Bodenporen infolge von Kapillarkräften. Dabei bleibt die höhere Kationenkonzentration nahe der Partikeloberfläche zurück, wodurch ein osmotischer Gradientendruck erzeugt wird, der kolloidale Partikel aus Zonen niedrigerer Kationenkonzentration zieht. Diese kolloidalen Teilchen nehmen während der Bewegung einige der freien Kationen auf und reduzieren somit die Ionenkonzentration und den osmotischen Gradientendruck. Allerdings entsteht hierbei auch ein hydraulischer Gradientendruck in entgegengesetzter Richtung, der Kolloide aus Bereichen ursprünglicher Kationenkonzentration transportiert (Scholen, 1992).

Der physikalische Effekt lässt sich als *Brownsche* Bewegung, unabhängig von der Schwerkraft beschreiben. Die Porengrößenverteilung bestimmt den Wert der laminaren Geschwindigkeit, mit der sich die Partikel bewegen. Die Geschwindigkeit wiederum beeinflusst die Austauschrate an Kationen mit den Tonpartikeln.

5.1.3 Wirkungsweise

Bei der Verbesserung eines Bodens mit einem flüssigen Zugabemittel hängt die Wirkung im Wesentlichen von der Valenz (oder auch Wertigkeit, Anzahl positiver Ladungen) und der Größe des Kations ab (Rauch et al., 2002). Die Größe bestimmt die Beweglichkeit des Kations; kleinere – das Wasserstoff-Ion ist das kleinste – werden eine größere Strecke in der gesamten Bodenmatrix durchlaufen. Hinsichtlich der Valenz ist das Wasserstoff-Ion, die Tonstruktur beeinflussend, doppelt wirksam. Dies ist begründet in seiner hohen Ionisierungsenergie; obwohl es nur eine einzige Ladung aufweist (H^+), erzeugt das Wasserstoff-Ion einen zweiwertigen Effekt.

Entscheidend für den Ionenaustausch ist die Größe der zugänglichen Oberfläche. Aufweitbare, quellfähige Tonminerale haben eine große spezifische Oberfläche, da nur sie zusätzlich eine innere Oberfläche besitzen. Die spezifische Oberfläche eines Montmorillonits ist daher bis zu 50fach größer als bei einem nicht quellfähigen Kaolinit. Typische Wertebereiche für die bereits oben genannten gängigen Tonminerale sind: i) Kaolinit 10-150 m^2/g , ii) Illit 50-200 m^2/g , iii) Smektit 600-800 m^2/g und iv) Chlorit <200 m^2/g . Bei Dreischichttonmineralen ist die Ionenaustauschkapazität besonders groß, da hier die Ionen überwiegend zwischen den Schichten eingelagert werden. Bei Zweischicht- und Vierschichttonmineralen werden sie dagegen nur an den Außenflächen angelagert.

5.1.4 Eigenschaften von Enzymen

Definitionsgemäß handelt es sich bei einem Enzym um einen organischen Katalysator, der die Geschwindigkeit einer chemischen Reaktion steuert, i. d. R. beschleunigt. Ohne Mitwirkung des Enzyms verläuft die entsprechende Reaktion deutlich langsamer. Die Grundstruktur der Enzyme besteht aus Proteinen; bei einem typischen Enzym sind am Aufbau der Proteinkette über 300 Aminosäurereste plus ein Metallkation mit einem gesamten Molekulargewicht von 35.000 Dalton beteiligt. Das Metallkation befindet sich in einer Position, zu der nur diejenigen spezifischen organische Moleküle Zugang erhalten, deren Reaktionen katalysiert werden sollen.

Jedes Enzym ist somit speziell darauf abgestimmt, eine bestimmte chemische Reaktion innerhalb oder zwischen anderen Molekülen zu fördern. Da Enzyme nicht zum Bestandteil des Endprodukts werden und auch nicht durch die Reaktion verbraucht, sondern wieder regeneriert werden, ist eine entsprechend geringe Menge an Bioenzymen für eine Bodenstabilisierung erforderlich. Ein Enzym verbleibt aktiv in einem Boden, unveränderte Randbedingungen vorausgesetzt, bis es keine Reaktionen mehr zur Katalyse gibt. Damit ein Enzym in einem Boden aktiv sein kann, muss es entsprechend mobil sein, um eine Reaktionsstelle zu erreichen. Dies kann einerseits durch die Porenflüssigkeit bewerkstelligt werden. Andererseits können die Enzyme auch von Kolloiden absorbiert werden, und so durch das Bodenelektrolytmedium transportiert werden. Oft enthalten viele dieser Produkte oberflächenaktive Mittel, um die Benetzung der Bodenteilchen zu verbessern, was die Oberflächenladung auf dem Bodenteilchen verändert und die Oberflächenspannung der Porenflüssigkeit beeinflusst. Tenside können auch an Ionenaustauschreaktionen teilnehmen.

Rauch et al. (2003) führten eine Reihe von Laborexperimenten durch, um u. a. die oben beschriebenen Wirkmechanismen bei einer Enzymzugabe zu bewerten. Als Bodenarten wurden Untersuchungen an fünf unterschiedlichen Tonböden (Kaolinit, Illit und Natriummontmorillonit sowie zwei hochplastische Tone) bei verschiedentlicher Zugabe von Enzymen sowie zwei weiterer Methoden untersucht. Als Untersuchungsmethoden kamen sowohl bodenmechanische Standardversuche als auch aufwändige Verfahren zur „Mikro-Charakterisierung“ wie BET-Messungen (Größenbestimmung von Oberflächen), Röntgendiffraktometrie (*X-ray diffraction*, XRD, Untersuchung der Kristallstruktur), Energiedispersive Röntgenspektroskopie (SEM/EDS, Aufschluss über die Elementzusammensetzung der Probe) und ESEM-Aufnahmen (*Environmental Scanning Electron Microscope*, Variante des Rasterelektronenmikroskops) zum Einsatz. Sowohl bei den Röntgenbeugungsuntersuchungen, den spezifischen Oberflächenbereichen als auch Verhältnis-Werten zwischen Aluminiumoxid und Siliciumdioxid zeigen sich nur geringfügige Unterschiede zwischen behandelten und unbehandelten Proben. Auf Basis dieser Ergebnisse erscheint der vorgeschlagene Mechanismus für die Enzymstabilisierung, der zu einer verringerten Affinität für eine Wasseraufnahme führt, theoretisch gültig. Allerdings deutet dies darauf hin, dass Enzyme nur für die Verwendung von Tonmaterialien, insbesondere hochplastische Tone, geeignet sind, die eine

Affinität für Wasser besitzen. Materialien wie Schluffe und körnige Böden weisen keine signifikante Affinität zu Wasser auf und wären demzufolge zur Stabilisierung mit reinen Enzymprodukten ungeeignet. Anzumerken ist, dass bei den „Mikro“-Untersuchungen außergewöhnlich hohe Enzymmengen (50% Trockengewicht des Tons) eingesetzt wurden. Für die durchgeführten Standardversuche hingegen wurden die Mischungsverhältnisse des Enzym-Herstellers eingesetzt. Sowohl für behandelte als auch unbehandelte Tonproben wurden *Atterbergsche* Plastizitätsgrenzen, Trockendichten, Wert der undrainierten Scherfestigkeit bestimmt und einaxiale Quellversuche durchgeführt. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse beider Materialgruppen, behandelt und unbehandelt, zeigten nur geringe Unterschiede. Auf Basis dieser Ergebnisse gelangen Rauch et al. (2003) zu dem Schluss, dass die festgestellten Unterschiede insbesondere bei den Zustandsgrenzen noch im Bereich typischer, versuchsbedingter Streubreiten liegen könnten und nicht zwingend auf den Enzymzugaben basieren.

Im Gegensatz hierzu zeigen Versuche zur Bestimmung einaxialer Druckfestigkeiten an enzymbehandelten Böden gegenüber unbehandelten Proben je nach Bodenart und Produkt Schwankungsbreiten von -30% bis +80% auf (Parsons & Milburn, 2003; Tingle & Santoni, 2003). Velasquez et al. (2006) stellen bei ihren Versuchen an zwei modifizierten Bodenproben zwar eine Erhöhung der Scherfestigkeit von 9% bis 39% fest. Allerdings zeigt eine detaillierte Betrachtung der Probeneigenschaften, dass zumindest ein Teil der Verbesserung auf Unterschieden in Wassergehalt und Trockendichte der behandelten Proben beruht. Tingle und Santoni (2003) vertreten auf der Basis ihrer Versuche die Auffassung, dass die Änderungen der Verdichtungseigenschaften infolge einer Enzymzugabe zu gering seien, um entsprechend in Erscheinung zu treten. Velasquez et al. (2006) dagegen erreichen bei enzymbehandelten Proben unter gleicher Verdichtungsenergie höhere Trockendichten, verglichen mit unbehandelten Proben. Auch Feldversuche (Scholen, 1995) belegen in zwei von drei Fällen, dass die enzymbehandelten Böden weniger witterungsempfindlich reagierten als unbehandelte Bereiche. In situ CBR-Versuche an enzymbehandelten, tonigen bis sandigen Böden von Visser (2007) zeigten eine Verbesserung in vier von acht Fällen. Für die enzymatische Behandlung, wie oben bereits ausgeführt, geht Scholen (1995) davon aus, dass Enzyme organische Stoffe des Bodens mit den Tonmineralien verbinden. Diese zusätzlichen Bindungen führen zu einer Verringerung der Wasseraffinität des Tons und begrenzen das

Quellpotential. Versuche von Harris et al. (2006) zeigen jedoch, dass das Quellpotential eines plastischen Tons (Plastizitätsindex $I_p = 51\%$) durch die Zugabe einer 0,07%igen Enzymlösung nicht verändert wurde. Velasquez et al. (2006) beobachteten, dass Enzymlösungen Eigenschaften ähnlich einem Tensid aufweisen und so den Boden stabilisieren könnten, indem dessen Verdichtungsfähigkeit verbessert wird. Durch das Hinzumischen von Tensiden zu Böden konnten Berney et al. (2003) und Park et al. (2006) zeigen, dass die Trockendichte der verdichteten Böden verbessert wird.

Mikrocharakterisierende SEM-Aufnahmen an vergüteten und unvergüteten Tonproben korrelieren Mgangira und Ndibewu (2010) mit den Ergebnissen einaxialer Druckversuche. Dabei verwenden sie zwei unterschiedliche, kommerzielle Enzym-Produkte, bezeichnet als Produkt A und Produkt B. Als maßgeblicher Unterschied zwischen beiden Lösungen werden die Konzentrationen der vier anorganischen Anionen Fluorid (F^-), Chlorid (Cl^-), Nitrat (NO_3^-) und Sulfat (SO_4^{2-}) genannt, wobei das Konzentrationsniveau bei Produkt A insgesamt höher lag. Die Reihenfolge der Konzentrationsstufen war ebenfalls unterschiedlich:

A: $Cl^- > F^- > SO_4^{2-} > NO_3^-$ und B: $Cl^- > SO_4^{2-} > F^- > NO_3^-$.

Im Bild 5.1 sind die Mikrostrukturaufnahmen (SEM-Aufnahmen) der Tonproben nach Behandlung mit den beiden unterschiedlichen Enzymprodukten abgebildet. Während sich bei der 1.000fachen Vergrößerungsstufe noch annähernd gleiche Oberflächenstrukturen bei beiden Proben zeigen, wird bei der 5.000fachen Vergrößerung ein merklicher Unterschied sichtbar. Dies wird dahingehend interpretiert, dass die resultierende Struktur von der Art des Produkts abhängt.

Dieser Unterschied äußert sich auch auf Makroebene, Bild 5.1 unten. Die Bodenverbesserung mit Produkt A führte zu einer Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit im Vergleich zur unvergüteten Probe, wohingegen die Werte bei Zumischung von Produkt B eher geringer ausfielen.

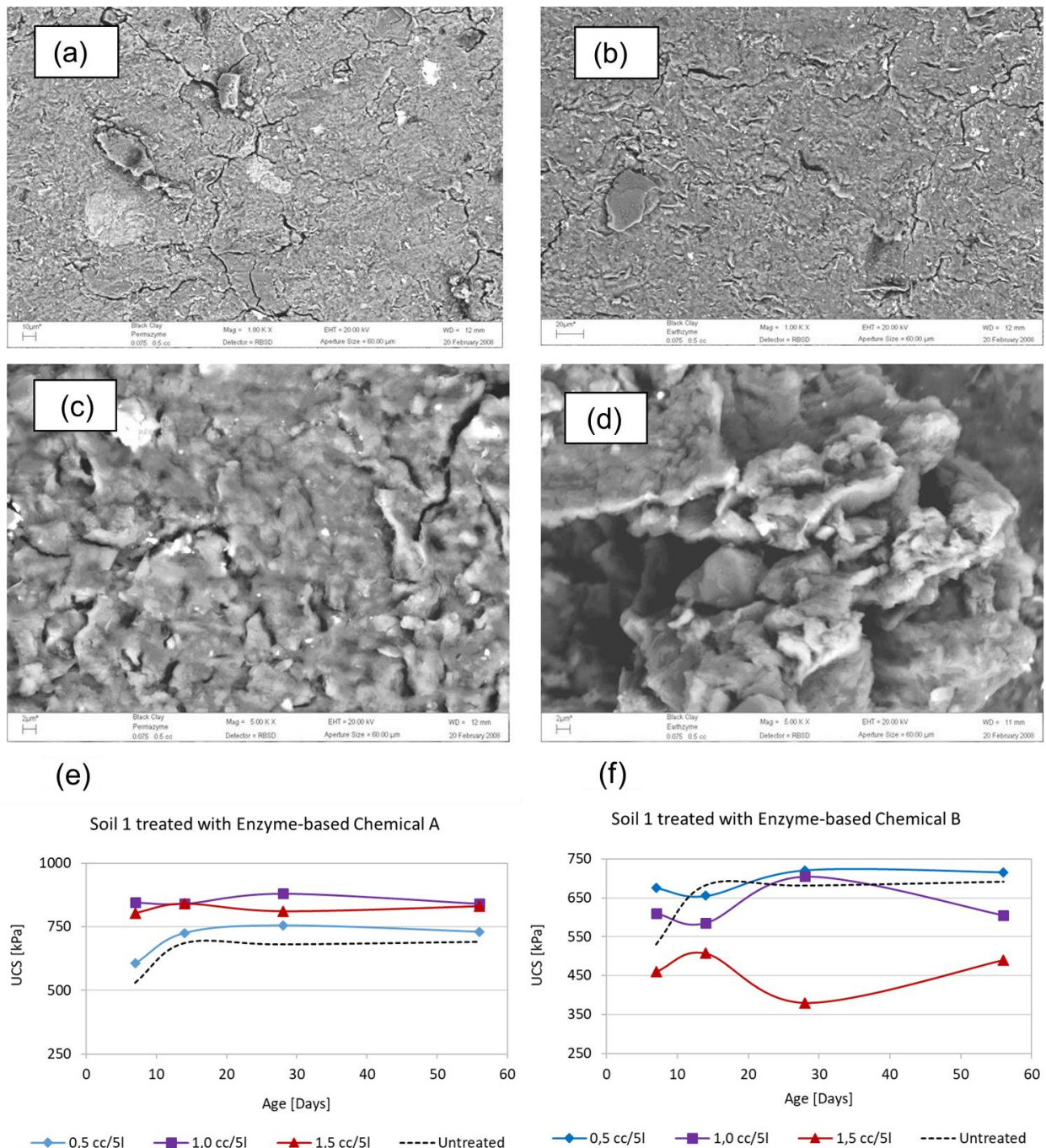


Bild 5.1: SEM-Aufnahmen unterschiedlicher Vergrößerung an vergüteten Tonproben mit Zugabe von 5cc / 5l a) Produkt A, 1.000fach, b) Produkt B, 1.000fach, c) Produkt A, 5.000fach, d) Produkt B, 5.000fach.

Arbeitslinien einaxialer Druckversuche zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten an vergüteten Tonproben mit verschiedenen Zugabemengen von e) Enzymprodukt A und f) Produkt B. (Mgangira & Ndibewu, 2010)

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Enzyme durchaus auch für Verfahren der Bodenverbesserung eingesetzt werden können. Enzyme katalysieren die Reaktionen zwischen Ton und organischen Kationen und beschleunigen den kationischen Austauschprozess. Indem die Konzentratlösung, die das Enzym beinhaltet, mit entsprechender Wassermenge verdünnt wird, kann das Produkt einfach mit Boden vermischt werden. Allerdings ist zu erwarten, dass Enzyme entsprechend ihrer Zusammensetzung als Katalysator für sehr spezifische chemische Reaktionen dienen und damit äußerst bodenspezifisch in der Anwendung sind. Der Nachweis einer Proteinkonzentration im Konzentrat alleine zeigt nicht an, dass die Lösung enzymatische Aktivität zeigen wird. Daher sind gegebenenfalls entsprechende Enzymaktivitätstests erforderlich.

5.2 Boden-Enzym-Mischungen

5.2.1 Indexversuche an enzymvergüteten Böden

Durch das Beimischen der Enzymlösung ändern sich das Verdichtungsverhalten und die Bearbeitbarkeit des Bodens. Um die potentielle Wirksamkeit von Enzymzugaben zur Stabilisierung unterschiedlicher Böden zu bewerten, führten Rauch et al. (2002) geotechnische Standardtests durch. Bei den fünf untersuchten Böden handelt es sich um Tone mit unterschiedlicher Zusammensetzung. Neben einem reinen Kaolinit ($I_p = 19\%$), Illit (20%) und Montmorillonit (535%) wurden zwei als *Bryan clay* (48%) und *Mesquite* (37%) bezeichnete Tone untersucht. Neben Enzymen, die nicht weiter spezifiziert sind, wurden vergleichsweise zwei weitere Stabilisierungslösungen verwendet. Als Zeitdauer zwischen Probenherstellung der Mischungen und den Prüfungen wurden sieben Tage gewählt und anschließend Indexwerte in Form *Atterbergscher* Grenzen sowie optimaler Wassergehalt der Mischung mit zugehöriger Trockendichte (Proctorwerte) bestimmt. Die Ergebnisse sind im Bild 5.2 zusammengestellt. Insgesamt konnten bei allen Verfahren, also auch einschließlich der Enzymlösung, keine signifikanten Änderungen oder Trends in den untersuchten bodenmechanischen Parametern beobachtet werden.

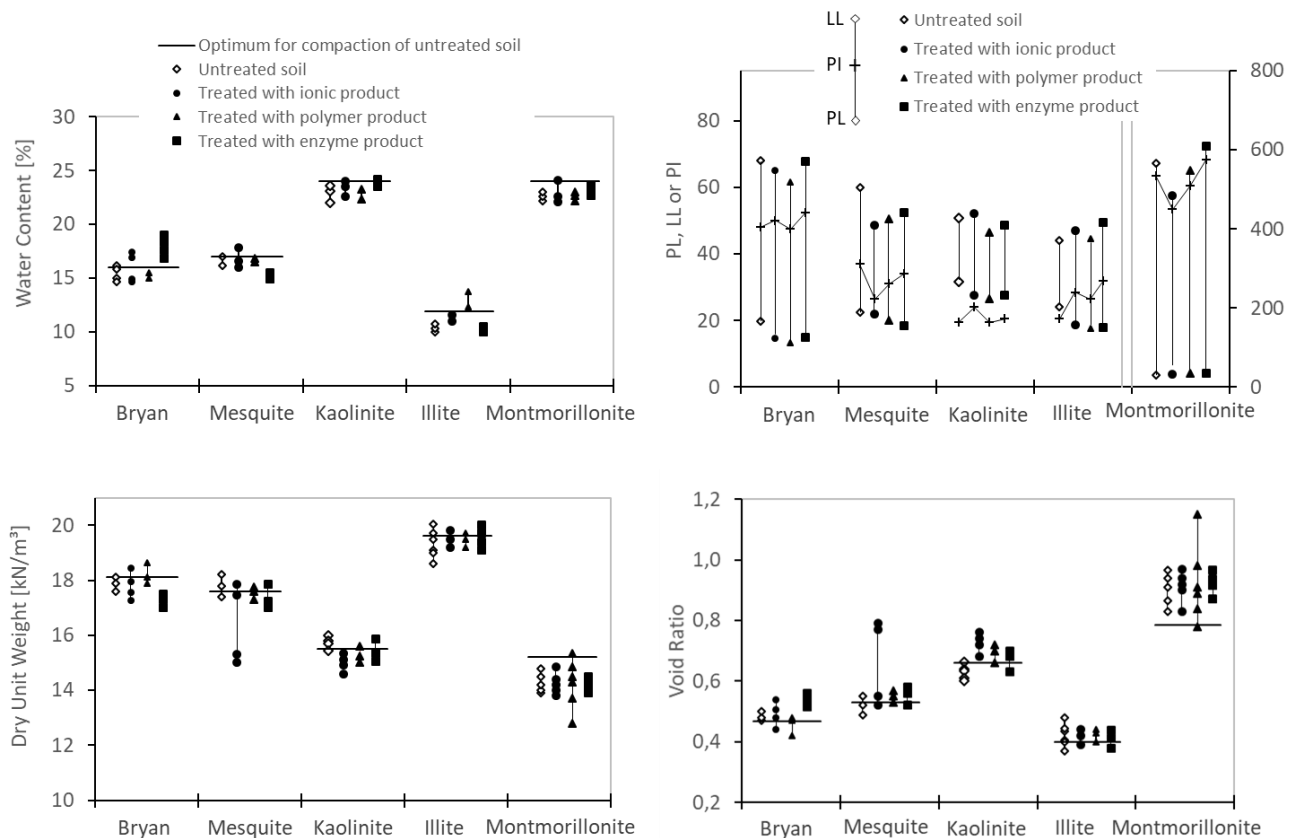


Bild 5.2: Ergebnisse bodenmechanischer Indexversuche an unterschiedlichen Bodenarten und unterschiedlichen Vergütungsformen. (Rauch et al, 2002)

Die Ergebnisse von Untersuchungen gleicher Art für einen spezifischen Ton (*Thonnakkal clay*) und ein gewähltes Enzymprodukt (*Terrazyme*) stellen Dhanesh und Mohandas (2016) vor. Das Bild 5.3 zeigt die Entwicklung der Plastizitätsindizes sowie der Proctorwerte (*MDD*: Proctordichte, *OMC*: zugehöriger Wassergehalt) in Abhängigkeit der Reaktionsdauer bis zu dem jeweiligen Prüfzeitpunkt. Als Enzymzugabe wurden Mengenansätze von 0,06 ml/kg Boden, 0,12 ml/kg Boden und 0,18 ml/kg Boden gewählt. Der Plastizitätsindex nimmt mit Beginn des Mischungsvorganges, nahezu unabhängig von der Enzymmenge deutlich ab. Bei der Entwicklung der Trockendichte über die Zeit ist festzustellen, dass diese erst nach einer Reaktionsdauer, hier etwa 20 Tage, ansteigt, wobei dieser Effekt mit zunehmender Enzymmenge deutlicher auftritt.

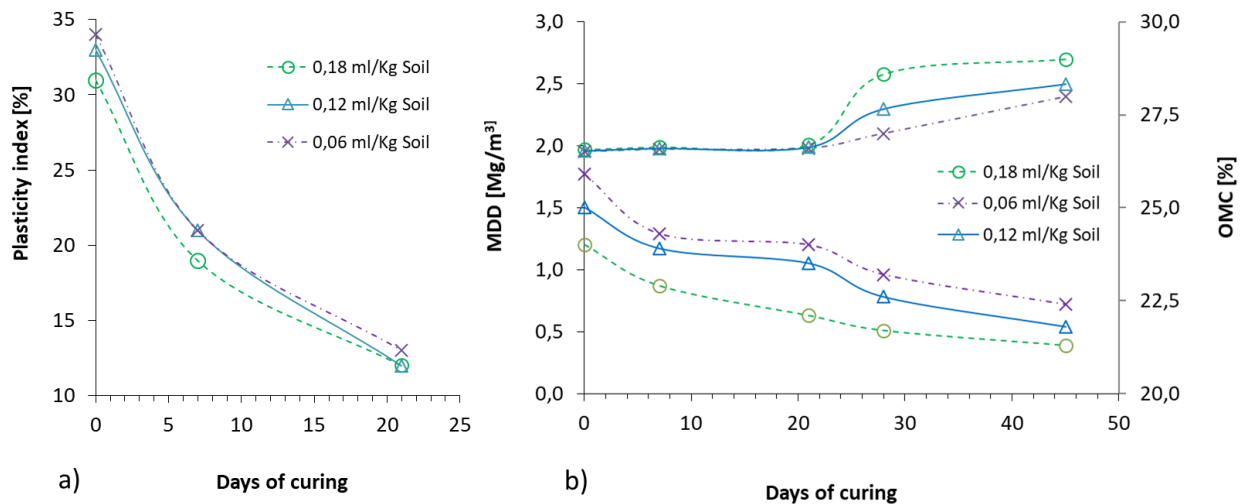


Bild 5.3: a) Plastizitätsindizes von drei vergüteten Tonproben und b) Proctorwerte von drei vergüteten Tonmischungen in Abhängigkeit der Reaktionsdauer bis zum Prüfzeitpunkt. Enzymanteile: 0,06-0,12-0,18 ml/kg Boden. (nach Dhanesh & Mohandas, 2016)

Die Änderungen der Verdichtungseigenschaften für einen gering plastischen Schluff ($I_p = 14\%$) untersuchten Blanck et al. (2014) mit Hilfe von Standard-Proctorversuchen. Die verwendete Enzymlösung wird lediglich über ihren pH -Wert (4,6) beschrieben. Ergänzt wurden die Versuche durch die anschließende Bestimmung des *Instant bearing Index (IPI)*, der Aufschluss zur Tragfähigkeit der verdichteten Probe ähnlich dem CBR-Wert liefert. Im Bild 5.4 a sind die Ergebnisse der unbehandelten Proben und einer mit 0,002%igen Enzymlösung verbesserten Probe aufgezeigt. Neben der Verschiebung des optimalen Wassergehaltes wird insbesondere der Zugewinn in der Trockendichte deutlich. Die Einbaudichte betreffend kann das verbesserte Material mit einer geringeren Energie eingebaut werden, um das Niveau der unbehandelten Probe zu erreichen. Vergleichsweise ist hierzu im Bild 5.4 a eine Proctorkurve eingetragen, bei der lediglich 75% der Verdichtungsarbeit geleistet wurde. Allerdings wird beim Vergleich der zugehörigen IPI-Werte deutlich, dass das Tragfähigkeitsniveau bei dieser Vorgehensweise nicht erreicht wird.

Je nach Produkt können Enzymlösungen auch tensidähnliche Eigenschaften aufweisen. Um zu ermitteln, ob das eingesetzte Produkt entsprechende Eigenschaften besitzt, wurde die Oberflächenspannung mittels des

Ringverfahrens nach Du Noüy (1919) gemessen und im Ergebnisverlauf einem typischen Tensid gegenübergestellt. Hierbei handelte es sich mit Natriumlaurylsulfat (Natriumdodecylsulfat, *sodium lauryl sulfate*, *SLS*, *sodium dodecyl sulfate*, *SDS*) um ein anionisches Tensid, also eine waschaktive Substanz, welche als Detergens Verwendung findet (beispielsweise in Reinigungsmitteln, Zahnpasta). Statt des Enzymansatzes wurde der Boden mit einer 0,01%igen SDS-Lösung versetzt und ebenfalls Proctorkurve und IPI-Werte ermittelt. Das Ergebnis ist im Bild 5.4 b dargestellt. In ähnlicher Weise wie die enzymverbesserte Probe führt die SDS-Zugabe zu einer höheren Trockenwichte auf der trockenen Seite der Proctorkurve. Auch verschiebt sich die IPI-Kurve in Richtung geringerer Wassergehalte. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, dass beide Produkte eine ähnliche Wirkung auf das mechanische Verhalten des Bodens besitzen.

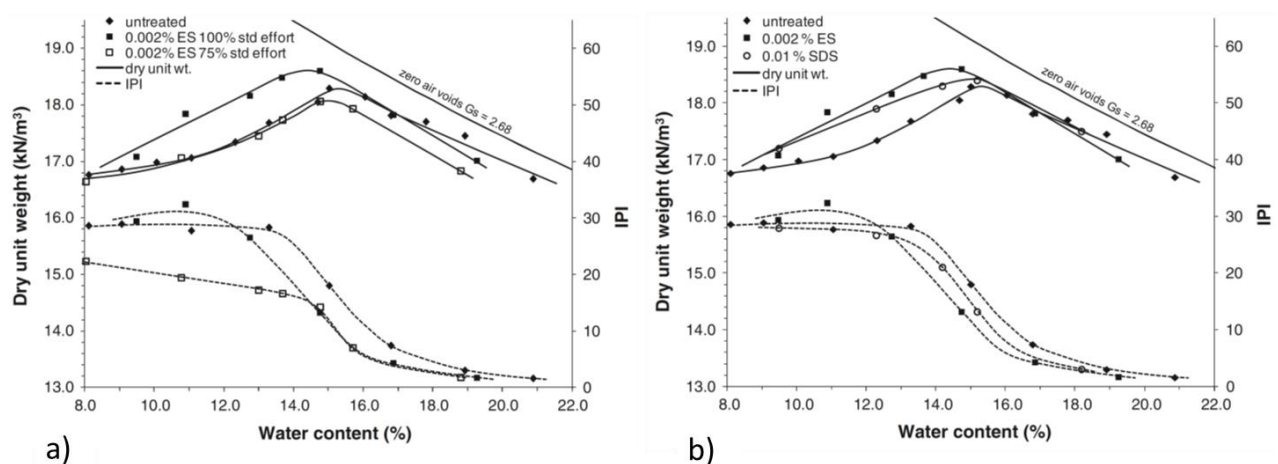


Bild 5.4: a) Proctorkurve und IPI-Kurve einer unbehandelten und mit 100% bzw. 75% Proctorenergie eingebauten, verbesserten Probe.
b) Proctorkurve und IPI-Kurve einer unbehandelten, einer enzymverbesserten (0,002%) und einer tensidbehandelten (0,01%) Probe (Blanck et al., 2014)

Neben der Reaktionsdauer beeinflusst die Ansatzmenge an Enzymen die Entwicklung der Zustandsgrenzen (*Atterbergsche Grenzen*), wie die Untersuchungen von Ganapathy et al. (2017) zeigen. Bei dem untersuchten Material handelt es sich um einen tonigen Sand mit Feinkornanteil von etwa 28% ($I_p = 9,8\%$). Die Bestimmung der *Atterbergschen Grenzen* und die Einordnung in das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande führt zu einer

Beschreibung des Bodens als leichtplastischen Ton. Dieses Bodenmaterial wurde mit einem handelsüblichen Enzym in Dosierungen von 100/200/300 und 400 ml/m³ Boden vermischt und nach einer Lagerungszeit von 24 Stunden getestet. Als Ergebnis der Untersuchungen sind im Bild 5.5 die ermittelten Plastizitätsgrenzen sowie die Proctorwerte eingetragen.

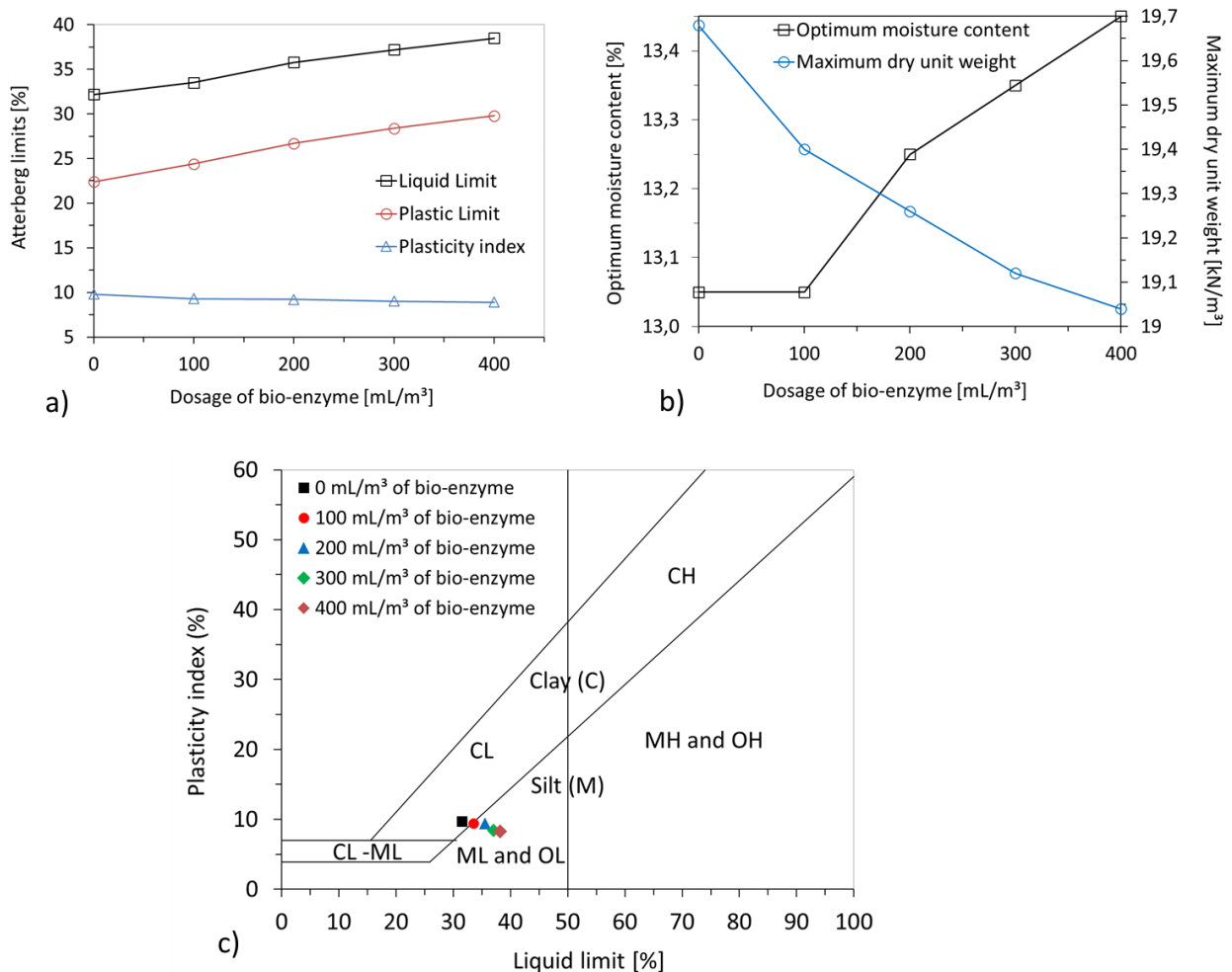


Bild 5.5: a) Zustandsgrenzen und b) Proctorwerte einer vergüteten Bodenprobe in Abhängigkeit der zugegebenen Enzymmenge. c) Einordnung der unvergüteten und der vergüteten Bodenproben in das Plastizitätsdiagramm nach *Casagrande*. (Ganapathy et al., 2017)

Mit zunehmender Enzymmenge steigen Fließ- und Plastizitätsgrenze, der Plastizitätsindex nimmt geringfügig ab. Dies bedeutet, dass die Spanne des Wassergehalts, innerhalb der sich der Boden plastisch verhält, abnimmt. Die Zuführung an Enzymen reduziert die elektrische Ladung der Wasserstoff-

Ionen und verringert bzw. schwächt deren Bindung an die Tonpartikel. Hierdurch nimmt letztendlich der Wasserfilm, der die Tonpartikel umgibt, ab, was bekanntermaßen wiederum die plastischen Eigenschaften eines Bodens reduziert. Die Veränderung der Zustandsgrenzen führt zu einer entsprechenden Neubewertung der Probe im *Casagrande*-Diagramm (Bild 5.5c).

5.2.2 Festigkeitsuntersuchungen an enzymvergüteten Böden

Als Prüfverfahren zur Bestimmung von Festigkeitseigenschaften steht neben der Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit der CBR-Versuch (*California Bearing Ratio*) als typische Prüfmethode im Straßenbau zur Verfügung. Da die Verbesserung mittels Enzymen auch ein breites Anwendungsgebiet für den Straßenbau darstellt, bietet sich diese Untersuchungsform für enzymverbesserte Proben an. Ergebnisse von CBR-Versuchen mit enzymverbesserten Böden werden im Folgenden vorgestellt.

Je nach Bodenart ist die Dosierung der Enzymmenge von Bedeutung. Bei einer zu geringen Menge wird der angestrebte Verbesserungseffekt nicht erreicht. Wird zu viel Material eingesetzt, so führt dies einerseits zu höheren Kosten und andererseits kann die erwartete Verbesserung sogar vermindert werden. Saini und Vaishnava (2015) zeigen dies am Beispiel von CBR-Versuchen an verbesserten Ton-Schluff-Proben ($I_P = 3,8\%$), Bild 5.6. Es wurden vier unterschiedliche Zugabemengen (*Terrazyme*) von $3 \text{ m}^3/200 \text{ ml}$, $2,5 \text{ m}^3/200 \text{ ml}$, $2 \text{ m}^3/200 \text{ ml}$ und $1,5 \text{ m}^3/200 \text{ ml}$ gewählt. Man erkennt, dass mit höherer Dosis die erreichten CBR-Werte ansteigen (*first-third dosis*), bei entsprechend hoher Menge jedoch auch wieder abfallen (*third-fourth dosis*). Mit zunehmender Reaktionsdauer wird der Zuwachs an Festigkeit größer, wobei festzustellen ist, dass dieser Zugewinn bei der höchsten Dosierung am geringsten ausfällt.

An vier unterschiedlichen natürlichen Böden S1 bis S3 (*Black cotton soil*, Plastizitätsszahl $I_P = 19,2/32,6/35,7\%$) und S4 (*Red soil*, $I_P = 6,4\%$) führten Shaka, P.M. und Shaka, S.M. (2016) CBR-Versuche durch. Als Dosierung des verwendeten Enzyms (*Terrazyme*) wurden $200 \text{ ml}/0,5 \text{ m}^3$ Boden, $200 \text{ ml}/0,75 \text{ m}^3$ Boden und $200 \text{ ml}/1 \text{ m}^3$ Boden gewählt. Nach unterschiedlichen Reaktionsdauern zwischen Anmischen und Prüfzeitpunkt

von 7, 14 und 28 Tagen ergaben sich die im Bild 5.7 dargestellten Ergebnisse; die unbehandelten Proben sind mit „0-Tage“ bezeichnet.

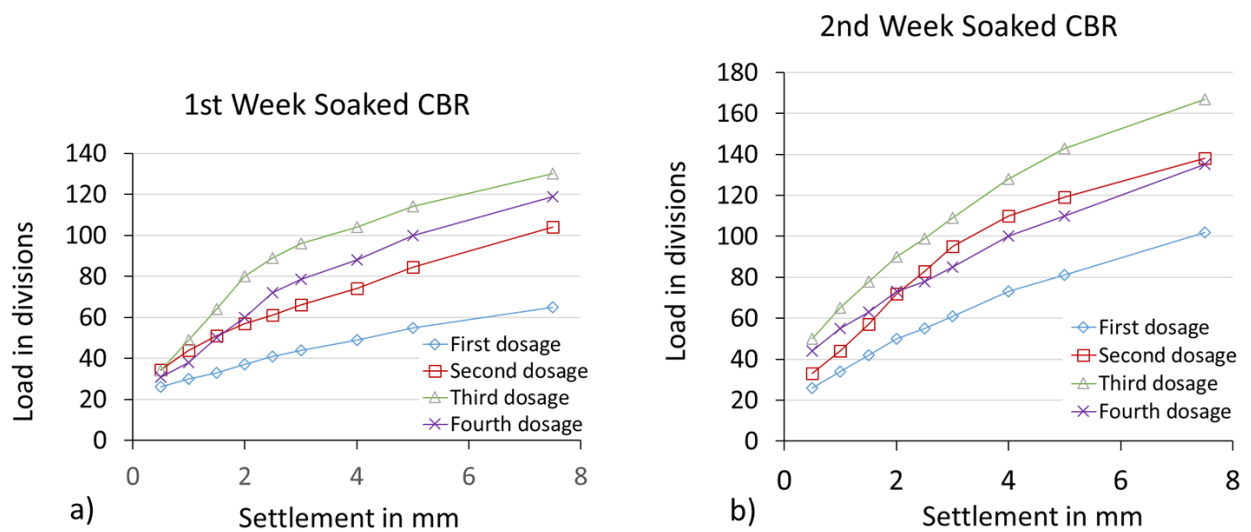


Bild 5.6: Ergebnisse von CBR-Versuchen an Ton-Schluff-Proben mit unterschiedlichen Enzymzugaben nach a) 1 Woche und b) 2 Wochen. (Saini & Vaishnava, 2015)

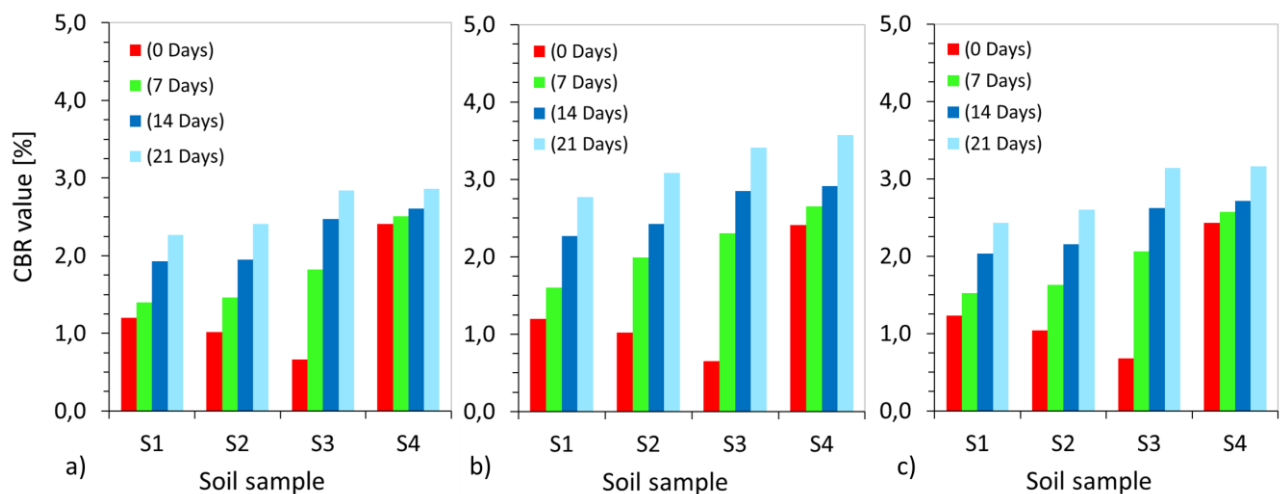


Bild 5.7: Ergebnisse von CBR-Versuchen an vier unterschiedlichen Böden S1 bis S4 mit unterschiedlichen Enzymzugaben a) 200 ml/0,5 m³, b) 200 ml/0,75 m³ und c) 200 ml/1 m³ Boden nach 7, 14 und 21 Tagen. Unvergütete Proben nach „0-Tagen“. (Shaka & Shaka, 2016)

Mit zunehmender Reaktionsdauer steigen auch hier die ermittelten CBR-Werte an und liegen durchweg oberhalb der Werte unbehandelter Proben. Hinsichtlich der Dosierung ist festzustellen, dass die Zugabe von 200 ml/0,75 m³ Boden hier die jeweils höchsten Werte liefert.

Sowohl CBR-Tests als auch Versuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit führten Venkatasubramanian und Dhinakaran (2011) an enzymverbesserten Proben durch. Bei den drei untersuchten Böden handelte es sich um einen Ton (Soil 1, $I_p = 6\%$), einen schluffigen Ton (Soil 2, $I_p = 6\%$) und um einen tonig, schluffigen Sand (Soil 3, $I_p = 5\%$). Das unbenannte Enzym wurde in unterschiedlichen Dosierungen zugemischt und die Untersuchungen nach einer Reaktionsdauer von 2 Wochen bzw. 4 Wochen durchgeführt. Als Ergebnis wird eine Zunahme der CBR-Werte sowohl über die Zeit als auch mit zunehmender Enzymzugabe beobachtet; gleiches Verhalten ergab sich bei den einaxialen Druckfestigkeiten.

Den Einfluss sowohl der Reaktionsdauer (Zeit zwischen Abschluss der Mischungsherstellung und Prüfzeitpunkt) und der verwendeten Enzymmenge auf die Festigkeitsentwicklung untersuchte Chatrada (2009). Zwei unterschiedliche Böden, ein toniger Schluff (*Lateritic soil*, $I_p = 15,4\%$) und ein Tonboden (*Shedi soil*, $I_p = 24,1\%$) wurden mit unterschiedlichen Ansätzen einer Enzymmenge (*Terrazyme*) vermischt. Die Größtwerte der einaxialen Druckfestigkeiten unbehandelter Proben betrugen für Boden 1 (*Lateritic soil*) 210 kPa und für Boden 2 (*Shedi soil*) 191 kPa. Ergebnisse im Bild 5.8 zeigen, dass infolge der Enzymbeimischung für beide Böden eine Zunahme der Festigkeit, unmittelbar nach der Probenherstellung und insbesondere mit zunehmender Zeit zu verzeichnen ist. Hinsichtlich der einzusetzenden Enzymmenge ist festzustellen, dass bei Boden 1 mit einer 4%igen Enzymzugabe die höchsten Werte erreicht werden; eine vermehrte Enzymzugabe erwirkt keine weitere Verbesserung. Bei Boden 2 ist die optimale Zugabemenge bereits bei 2% Enzymbeimischung erreicht. Jede weitere Zugabe führt zu einer kontinuierlichen Verringerung der Festigkeit.

Die Plastizitätsindizes verringerten sich in Abhängigkeit der Enzymzugabe bei Boden 1 von $I_p = 15,4\%$ auf $I_p = 6,3\%$ und bei Boden 2 von $I_p = 24,1\%$ auf $I_p = 8,6\%$ deutlich.

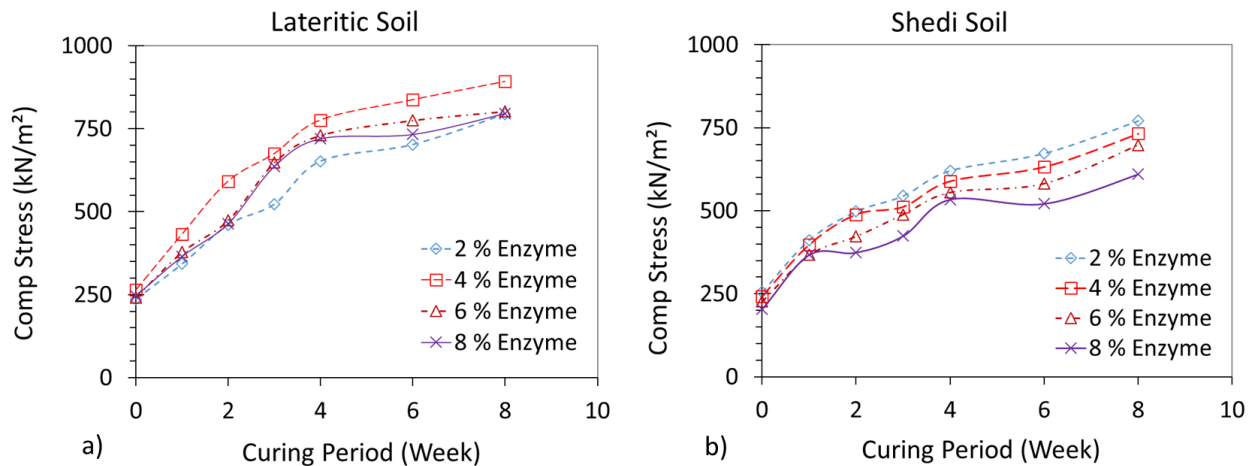


Bild 5.8: Ergebnisse einaxialer Druckversuche nach unterschiedlichen Reaktionsdauern zwischen dem Anmischen der Proben und dem Prüfzeitpunkt an zwei verschiedenen Böden *Lateritic soil* (a) und *Shedi soil* (b), jeweils vergütet mit unterschiedlichen Enzymmengen zwischen 2% und 8%. (Chatrada, 2009)

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert nahm bei den enzymbehandelten Proben hingegen deutlich zu. In unbehandeltem Zustand wurde zunächst ein Wert von $1,8 \cdot 10^{-9}$ m/s für Boden 1 und $1,6 \cdot 10^{-11}$ m/s für Boden 2 ermittelt. Bis zur maximal gewählten Zugabe von 8% steigen die Werte an auf $1,8 \cdot 10^{-7}$ m/s für Boden 1 und $1,5 \cdot 10^{-9}$ m/s für Boden 2.

Zu einem vergleichbaren Ergebnis hinsichtlich der Festigkeit und der einzusetzenden Enzymmenge führen die Versuche von Agarwal und Kaur (2014). Als Bodenart wurde mit *Black cotton soil* ein hochplastischer Ton untersucht, der vorwiegend aus Montmorillonit aufgebaut ist und ein hohes Quellpotential aufweist. Zur Vergütung wurde Enzym (*Terrazyme*) in Mengen zwischen 0,25 ml und 4 ml je 5 kg Boden beigemischt. Bis zu einer Zugabe von etwa 1 ml/5 kg nimmt der Wert der erreichbaren einaxialen Druckfestigkeit zu, darüber hinaus nimmt die relative Zuwachsrate ab, Bild 5.9.

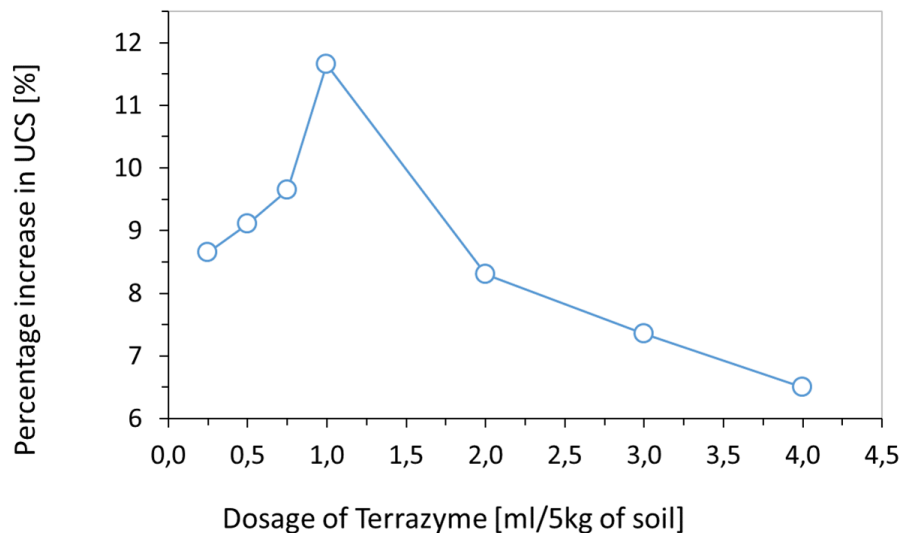


Bild 5.9: Relative Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit an einer Tonprobe in Abhängigkeit der Enzymzugabe. (Agarwal & Kaur, 2014)

Die bodenspezifische Wirksamkeit eines Enzyms zeigen die Versuche von Mgangira und Ndibewu (2010), Bild 5.10. Bei den dargestellten Versuchen wurden Proben eines Tonbodens (*Black clay*, $I_p = 35\%$) und ein Chert (*Reddish brown residual chert gravel*, $I_p = 7\%$) untersucht.

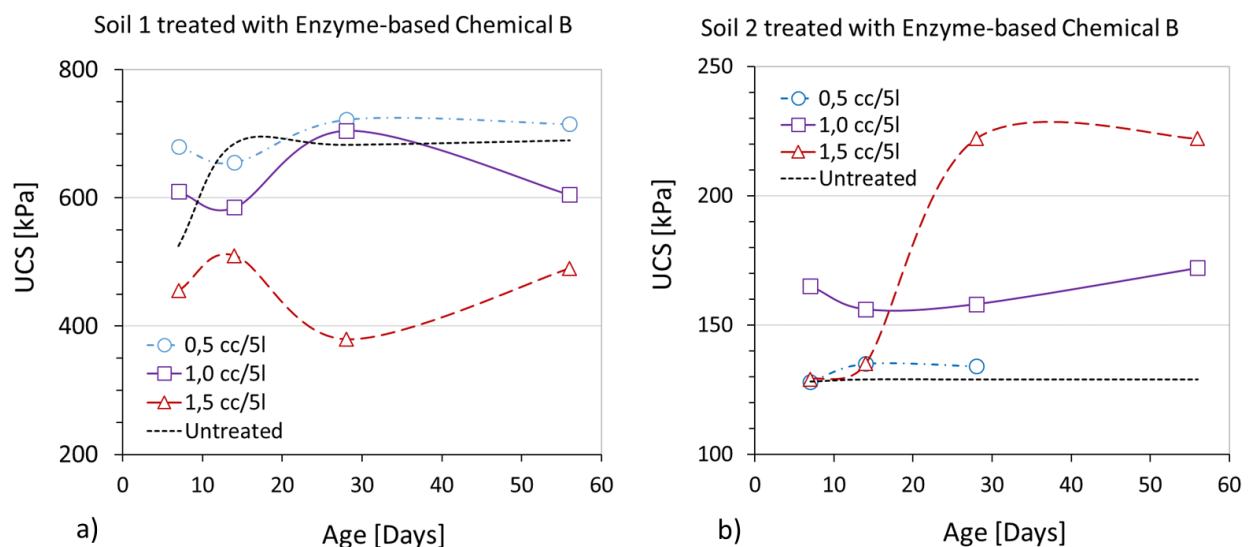


Bild 5.10: Ergebnisse einaxialer Druckversuche an einer a) vergüteten Tonproben und b) vergüteten, aufbereiteten Chert-Probe. (Mgangira & Ndibewu, 2010)

Für die Versuchsdurchführung wurden beide Böden zunächst auf die Fraktionen $< 0,15 \text{ mm}$ abgesiebt und diese anschließend mit unterschiedlichen Ansätzen eines Enzyms zwischen $0,5 \text{ cm}^3/5 \text{ l}$ und $1,5 \text{ cm}^3/5 \text{ l}$ vermischt. Die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten erfolgte nach unterschiedlichen Reaktionszeiten. Während bei der Anwendung des Enzyms auf den gewählten Tonboden eher eine Verringerung der Festigkeitswerte zu verzeichnen war, zeigte sich bei Boden 2, je nach Enzymmenge, eine deutliche Steigerung.

Die Umgebungsbedingungen, die während der Reaktionsdauer bis zum Prüfzeitpunkt herrschen, spielen in gleicher Weise wie bei den etablierten Bindemitteln Kalk und Zement eine bedeutende Rolle. Dies zeigen Peng et al. (2011) anhand von Ergebnissen aus einaxialen Druckversuchen an Proben dreier unterschiedlicher Böden I, II und III (feinkörnig, schluffig, grobkörnig). Ein Teil der Proben wurde mit Kalk (*Quicklime*), ein weiterer Teil mit Enzym (*Permazyme*) stabilisiert und die Proben anschließend bis zu 60 Tagen bei folgenden zwei unterschiedlichen Bedingungen gelagert: i) unter lufttrockenen Raumbedingungen und ii) in abgeschlossenem Glascontainern. Während die Proben im ersten Fall unter Raumbedingungen austrocknen konnten, konnte bei der zweiten Lagerungsform die Feuchtigkeit aus der Probe nicht entweichen. Im Bild 5.11 sind die Prüfergebnisse der einaxialen Druckversuche zu unterschiedlichen Prüfzeitpunkten zusammengestellt. Die enzymverbesserten Proben führten unter Lufttrocknung für alle drei Böden, mit Ausnahme des Anfangsbereichs bei Boden III, im Vergleich zu den kalkstabilisierten Proben zu deutlich höheren Festigkeiten. Umgekehrt verhielt es sich bei den verschlossen gelagerten Proben. Hier stand dem Kalk offensichtlich eine ausreichende Wassermenge für die Hydratationsprozesse zur Verfügung. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass neben der Bodenart auch die Umgebungsbedingungen eine mitentscheidende Rolle bei der Festigkeitsentwicklung spielen. Beachtenswert ist hier allerdings auch, dass die Festigkeiten der enzymstabilisierten Proben allenfalls geringfügig über denen der unbehandelten Proben liegen.

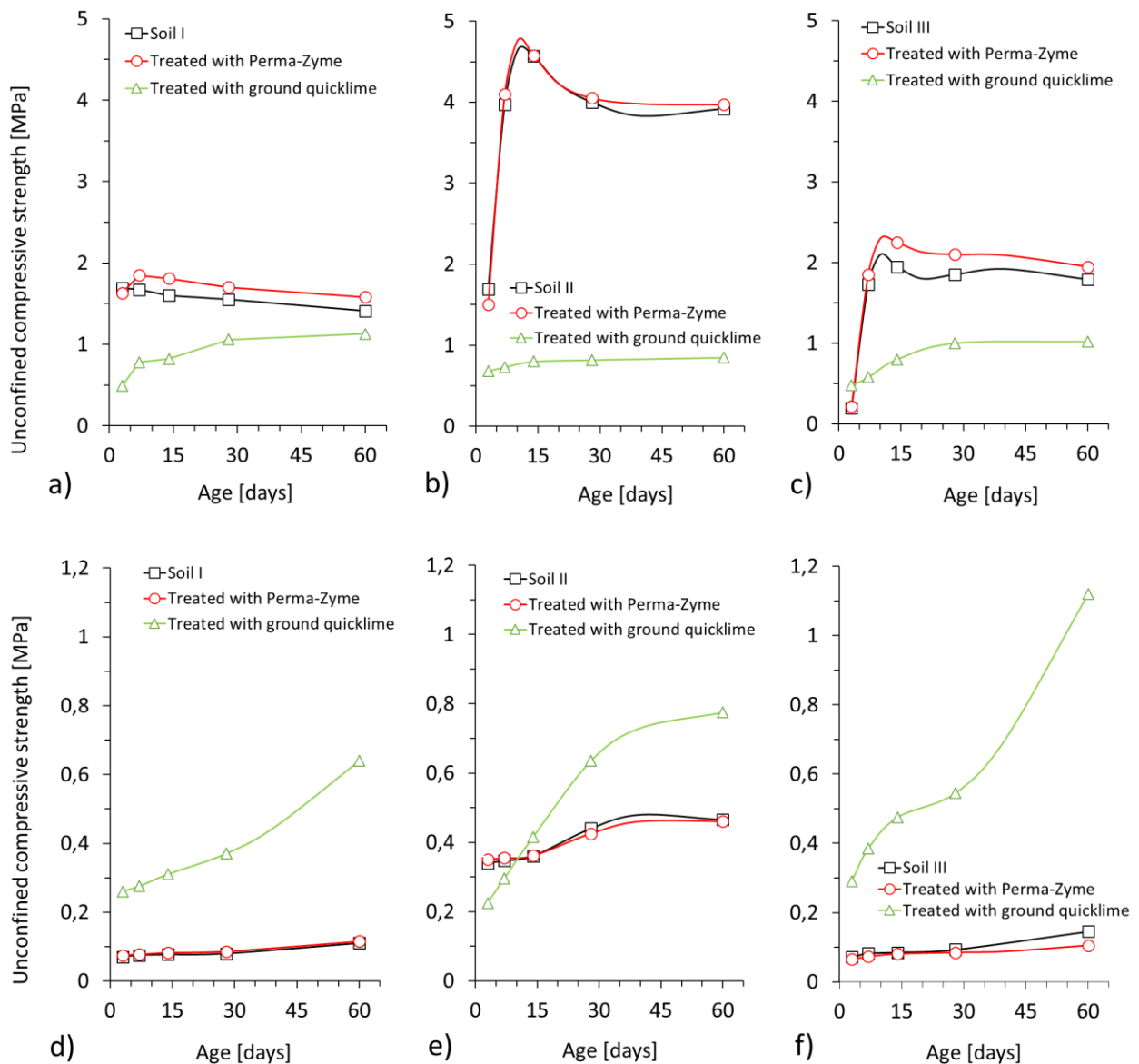


Bild 5.11: Ergebnisse einaxialer Druckversuche an unbehandelten sowie mit unterschiedlichen Bindemitteln (Enzym, Kalk) behandelten Böden I, II und III zu unterschiedlichen Prüfzeiten und verschiedenen Lagerungsbedingungen: a)-c) unter luft-trockenen Raumbedingungen und d)-f) in versiegeltem Glasbehälter (unten). (Peng et al., 2011)

Den Einfluss des Einbauwassergehaltes auf die erreichbaren Druckfestigkeiten bei unvergüteten und enzymvergüteten Sandproben untersuchten Becker und Vrettos (2015). Der verwendete schluffige Sand zeichnet sich durch eine beträchtliche Kohäsion aus, sofern die Probe in feuchtem Zustand verdichtet und anschließend ausgetrocknet wird. Der Wert

der Kohäsion hängt von dem Einbauwassergehalt ab. Als Enzymlösung wurde ein handelsübliches Produkt (*Permazyme 11X*) eingesetzt. Bis zur Versuchsdurchführung wurden die vergüteten Proben versiegelt und 2 Monate unter Raumtemperatur gelagert. Im Bild 5.12 sind als Versuchsergebnisse die Arbeitslinien einaxialer Druckversuche von unvergüteten sowie enzymvergüteten Proben aufgetragen. Man erkennt zunächst die deutliche Abhängigkeit der Festigkeit vom Ausgangswassergehalt: Proben, die mit etwa 10% Wassergehalt hergestellt wurden, weisen die höchste einaxiale Druckfestigkeit bei diesem Sandmaterial auf. Mit abnehmendem bzw. zunehmendem Wassergehalt nimmt die Druckfestigkeit wieder ab. Vergleicht man die Festigkeiten der vergüteten und der nicht vergüteten Sandprobe bei 10% Einbauwassergehalt, so kann keine Festigkeitszunahme durch die Enzymzugabe festgestellt werden. Vergütete Proben mit Einbauwassergehalten von 6% bzw. 14% erreichten etwa 5% bis 10% geringere Werte als die zugehörigen unvergüteten Proben.

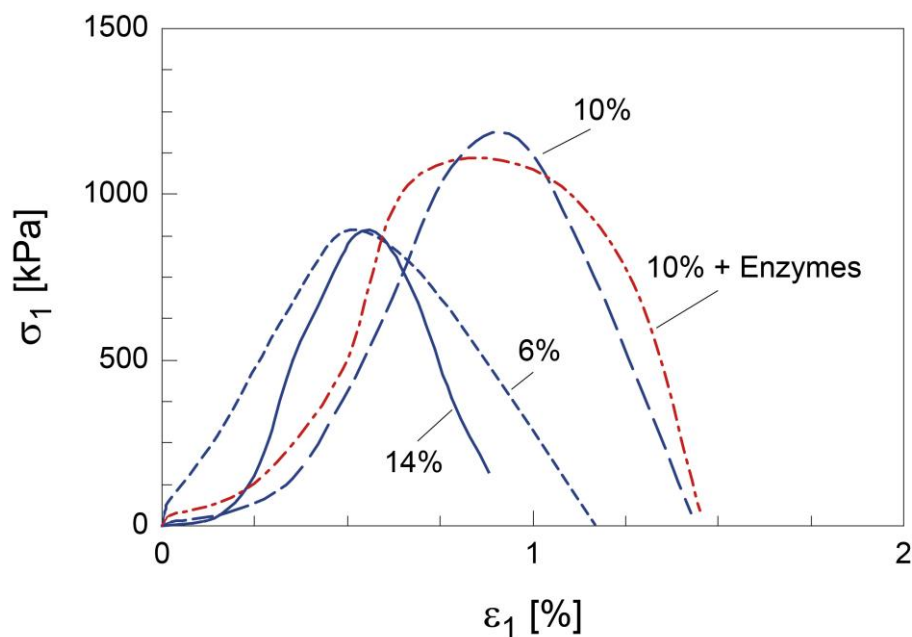


Bild 5.12: Arbeitslinien einaxialer Druckversuche an unvergüteten und vergüteten Proben bei unterschiedlichen Einbauwassergehalten. (Becker & Vrettos, 2015)

Mit Hilfe von UU-Triaxial-Versuchen ermittelten Rauch et al. (2002, 2003) Scherfestigkeitsparameter an vergüteten und unvergüteten Böden (vgl.

Bild 5.2). Die Autoren können bei den durchgeführten Versuchen keinen signifikanten Einfluss der Enzymzugabe auf die Scherfestigkeitsparameter erkennen. Unter der Annahme einer linearen *Mohr-Coulombschen* Grenzbedingung mit dem Reibungswinkel φ [°] und der Kohäsion c [kPa] als Scherfestigkeitsparameter ergeben sich die folgenden Wertepaare für die unvergüteten Böden (Index 0): $(c/\varphi)_{\text{Bryan},0} = (780/1)$; $(c/\varphi)_{\text{Mesquite},0} = (490/18)$; $(c/\varphi)_{\text{Kaolinite},0} = (260/0)$; $(c/\varphi)_{\text{Illite},0} = (150/51)$; $(c/\varphi)_{\text{Montmorillonite},0} = (220/51)$. Diesen stehen mit den enzymverbesserten Böden gegenüber: $(c/\varphi)_{\text{Bryan}} = (250/7)$; $(c/\varphi)_{\text{Mesquite}} = (760/7)$; $(c/\varphi)_{\text{Kaolinite}} = (390/3)$; $(c/\varphi)_{\text{Illite}} = (380/24)$; $(c/\varphi)_{\text{Montmorillonite}} = (700/22)$. Mit Ausnahme eines Bodens werden höhere Werte bei der Kohäsion erreicht; der Reibungswinkel zeigt keine Tendenz.

Ebenfalls Triaxialversuche führten Marasteanu et al. (2005) an zwei Böden durch. Klassifiziert werden die Böden als Boden I, Ton (*clay*, $I_p = 52\%$), und Boden II, Schluff (*silt*, $I_p = 9,4\%$). Die beiden Enzymlösungen sind anonymisiert als Produkte A und B bezeichnet. Als Ergebnis der Untersuchungen ist die jeweils maximal erreichte deviatorische Spannung im Bild 5.13 dargestellt.

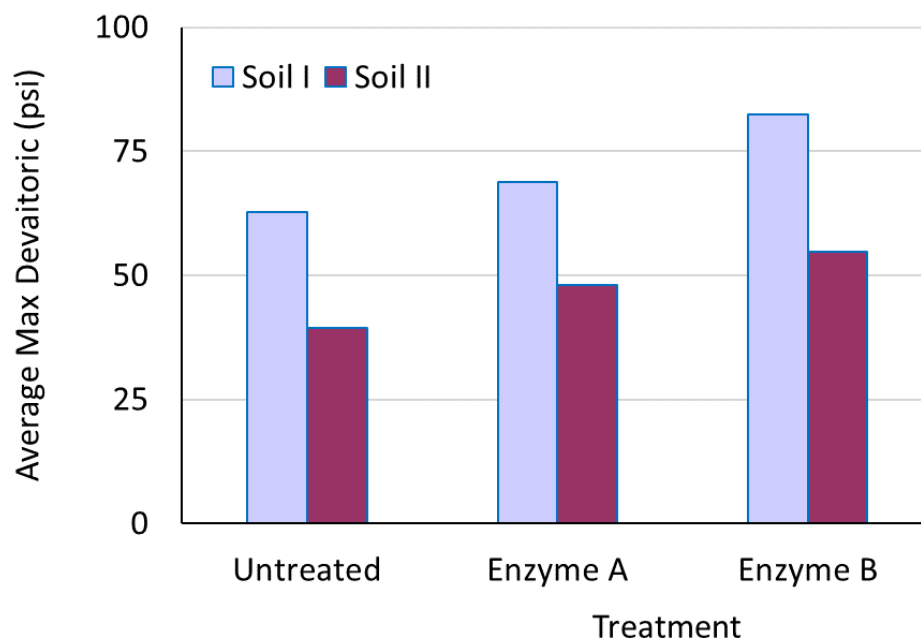


Bild 5.13: Ergebnisse von Triaxialversuchen an unbehandelten sowie enzymvergüteten Proben zweier Böden I und II. (Marasteanu et al., 2005)

Es wird deutlich, dass Enzym A die Scherfestigkeit des Bodens I und des Bodens II erhöht. Auch Enzym B bewirkt eine Erhöhung der Scherfestigkeitsparameter.

Becker und Vrettos (2015) stellen bei ihren Triaxialversuchen an enzymverbesserten Sandproben ebenso eine Erhöhung der Scherfestigkeitsparameter fest, Bild 5.14.

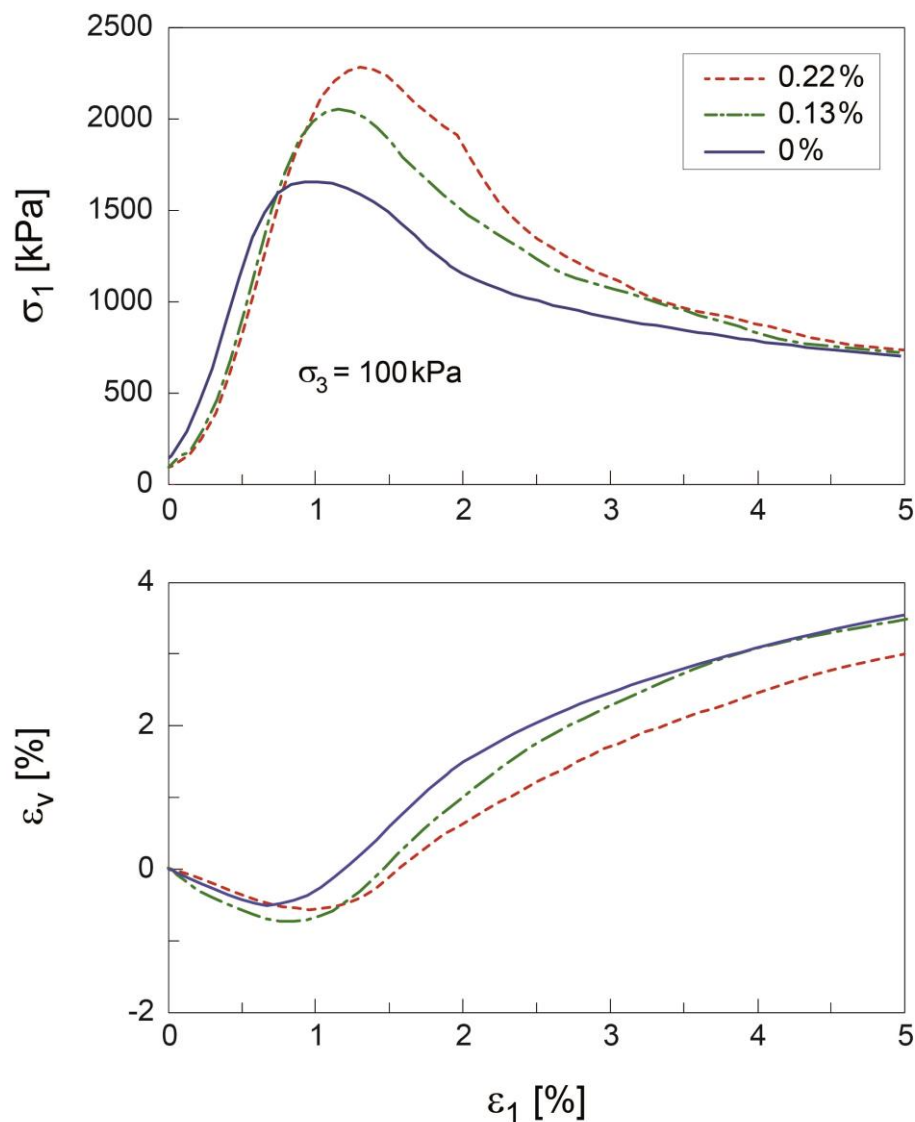


Bild 5.14: Spannungs-Dehnungslinien und Volumenänderungskurven einer unvergüteten und zweier vergüteter Sandproben. (Becker & Vrettos, 2015)

Untersucht wurde der bereits oben (Bild 5.12) charakterisierte Sand mit dem genannten Enzym. Anhand der Arbeitslinien im Bild 5.14 ist bereits die

Verbesserung deutlich erkennbar: Bei gleichem Seitendruck σ_3 können die verbesserten Proben eine nennenswert höhere Axialspannung σ_1 aufnehmen, wobei bei erhöhter Enzymzugabe hier ein höherer Wert erreicht wurde. Im Vergleich zur nicht verbesserten Probe zeigen die enzymstabilisierten Proben bei geringen Spannungen ein eher kontraktantes Volumenänderungsverhalten.

Die Auswertung aller durchgeführten Triaxialversuche führt zu der Darstellung im Bild 5.15. Angegeben sind Wertepaare der Seitendruckspannung σ_3 und der Axialspannung σ_1 , jeweils für den erreichten Peak- und den Residualzustand. Man erkennt, dass die Proben im Peakzustand, unter der Annahme einer linearen *Mohr-Coulombschen* Grenzbedingung, eine Kohäsion aufweisen, die im Residualzustand nahezu verloren geht. Die enzymverbesserten Proben zeigen deutlich höhere Werte der Kohäsion. Der zweite Scherfestigkeitsparameter, Reibungswinkel φ , ist nahezu unbeeinflusst von einer Enzymzugabe.

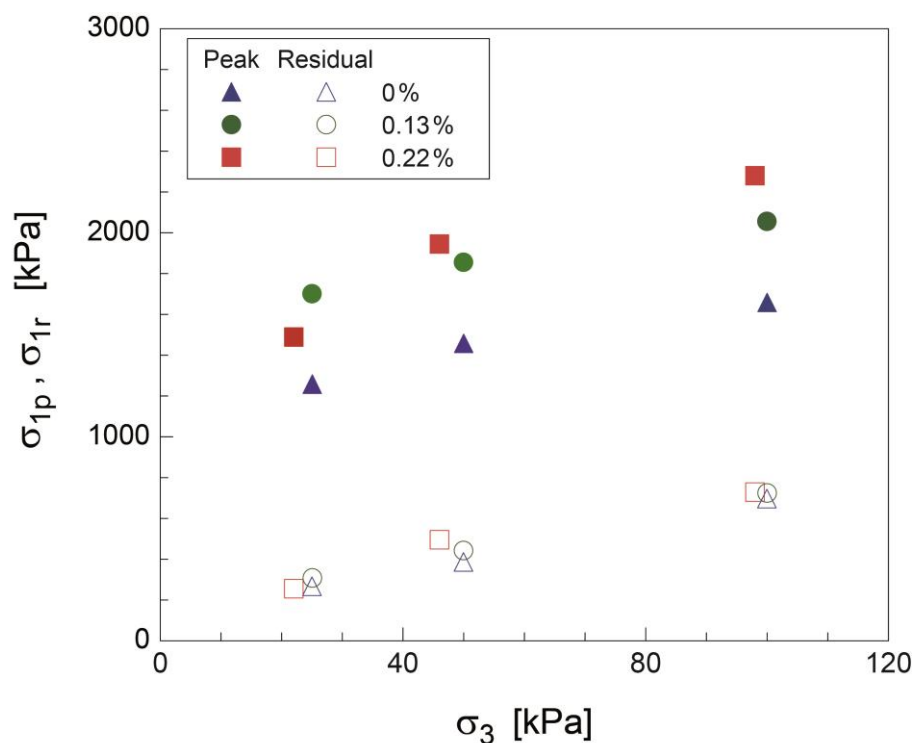


Bild 5.15: Wertepaare $(\sigma_{1p}; \sigma_3)$ und $(\sigma_{1r}; \sigma_3)$ im Peak- sowie Residualzustand aus Triaxialversuchen an unvergüteten und vergüteten Sandproben. (Becker & Vrettos, 2015)

5.2.3 Quelleigenschaften enzymvergüteter Böden

Expansive Böden sind für ihr ausgeprägtes Volumenänderungsverhalten bei entsprechenden Änderungen des Wassergehaltes bekannt. Eine mögliche Lösung zur Reduzierung des Quellpotentials stellt die Beimischung von Kalk oder Zement zwar dar. Insbesondere bei sulfatreichen Böden ist diese Maßnahme jedoch kontraproduktiv. Das in Kalk vorhandene Calcium kann mit Sulfaten und Aluminiumoxid zu volumenexpansivem Ettringit und Thaumasit reagieren (Hunter, 1988; vgl. Kapitel 1).

Rauch et al. (2002) zeigen in eindimensionalen Quellversuchen die Auswirkungen einer Enzymzugabe an unterschiedlichen Böden (Charakterisierung vgl. Bild 5.2). Als Beispiel ist das Versuchsergebnis an der Bodenart *Bryan clay* für die unvergütete sowie die enzymverbesserte Probe herausgegriffen, Bild 5.16a.

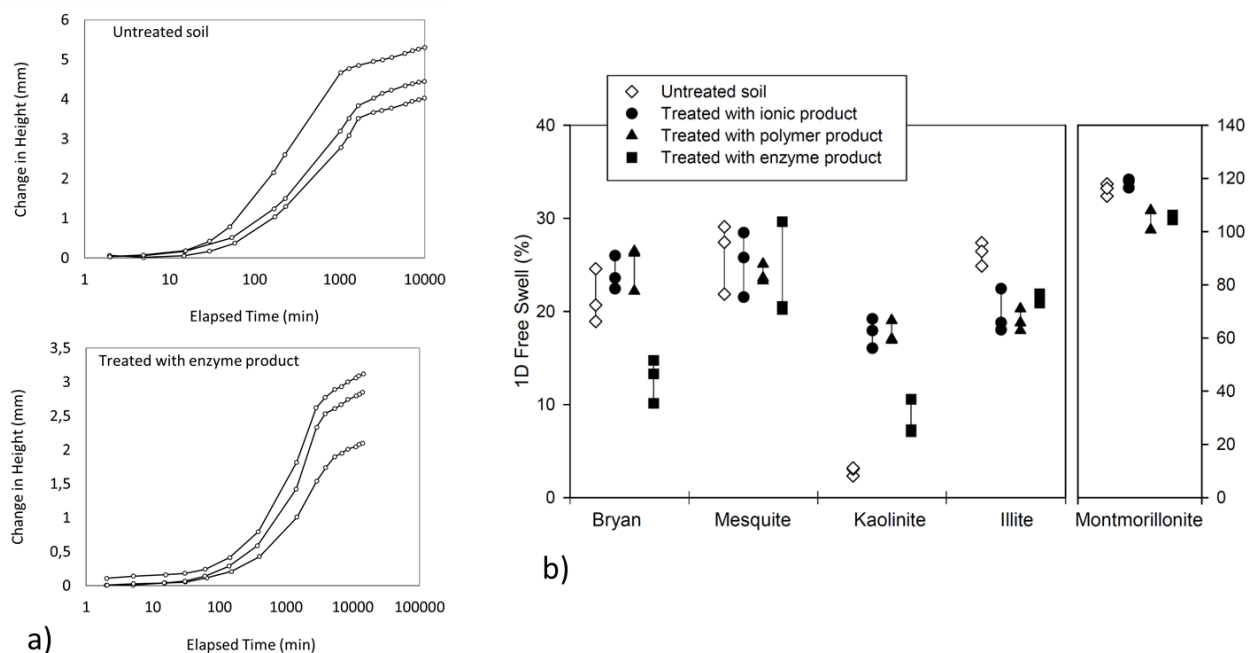


Bild 5.16: Ergebnisse eindimensionaler Quellversuche a) an unvergüteten und enzymvergüteten Bodenproben (*Bryan clay*) und b) unvergüteten und mit unterschiedlichen Methoden vergüteten Bodenproben. (Rauch et al., 2002)

Die bei allen Böden festgestellten Quellhebungen sind sowohl für enzymverbesserte Proben als auch für Proben, die mittels zweier alternativer

Methoden verbessert wurden, im Bild 5.16b eingetragen. Mit Ausnahme der Kaolinit-Proben weisen die verbesserten Proben zumeist ein geringeres Quellpotential auf. Die Autoren führen dies u. a. auf das bereits geringe Potential der unbehandelten Kaolinitproben zurück und gelangen zu der Hypothese, dass der nichtexpansive, unbehandelte Kaolinit infolge der Enzymzugabe chemisch modifiziert und entsprechend aktiviert wurde.

Mit *Black cotton soil* untersuchen Baby et al. (2016) die Wirkungsweise der Enzymzugabe (*Terrazyme*) auf einen hochplastischen, expansiven Ton ($I_p = 28\%$). Der *Free swell index* (Bezeichnung nach IS: 2720 (Part XL)-1977) des unbehandelten Bodens beträgt 72%. Dieser Wert beschreibt die Volumenzunahme einer Probe ohne äußere Einwirkung, sobald der Boden in Wasser eingetaucht wird; Werte größer als 50% benennen einen sehr expansiven Boden. Für den unbehandelten Boden wird ein Quelldruck von 124 kPa angegeben. Bei Enzymzugaben von 200 ml/3 m³ Boden, wurde der Wert marginal auf 120 kPa reduziert. Die Zugabe einer erhöhten Dosis von 200 ml/2 m³ Boden führte zu einem deutlich geringeren Quelldruck von 85 kPa.

Einen vergleichbaren Ton ($I_p = 31\%$, *Free swell index* 71,4%) untersuchten Naagesh und Gangadhara (2010) in eindimensionalen Quellversuchen. Die Verbesserung mittels Enzymen (*Terrazyme*) erfolgte in unterschiedlichen Ansatzmengen (0,25%, 0,5%, 1% und 2%, bezogen auf die Trockenmasse des Bodens). Im Bild 5.17 sind die Ergebnisse von Quellversuchen an unbehandelten sowie enzymverbesserten Proben dargestellt. Die Proben wiesen gleiche Trockendichte bei unterschiedlichen Anfangswassergehalten von 24%, 29% und 33% auf. Der Quellvorgang wurde zunächst unter einer konstanten Ausgangsspannung von 6,25 kPa gestartet. Nach Abschluss der Quellung erfolgte die Belastung in der im Bild angegebenen Form bis etwa 800 kPa. Die Verbesserung mittels Enzymen führt unter der Anfangsspannung zu geringeren Porenzahlen. Beispielsweise ergab sich für die mit 24% Wassergehalt eingebaute Probe eine Porenzahl von etwa 1,0 gegenüber der nicht behandelten Probe mit etwa 1,05 unter der Anfangsspannung. Die Abnahme des Quelldrucks hängt bekanntermaßen von dem Einbauwassergehalt ab.

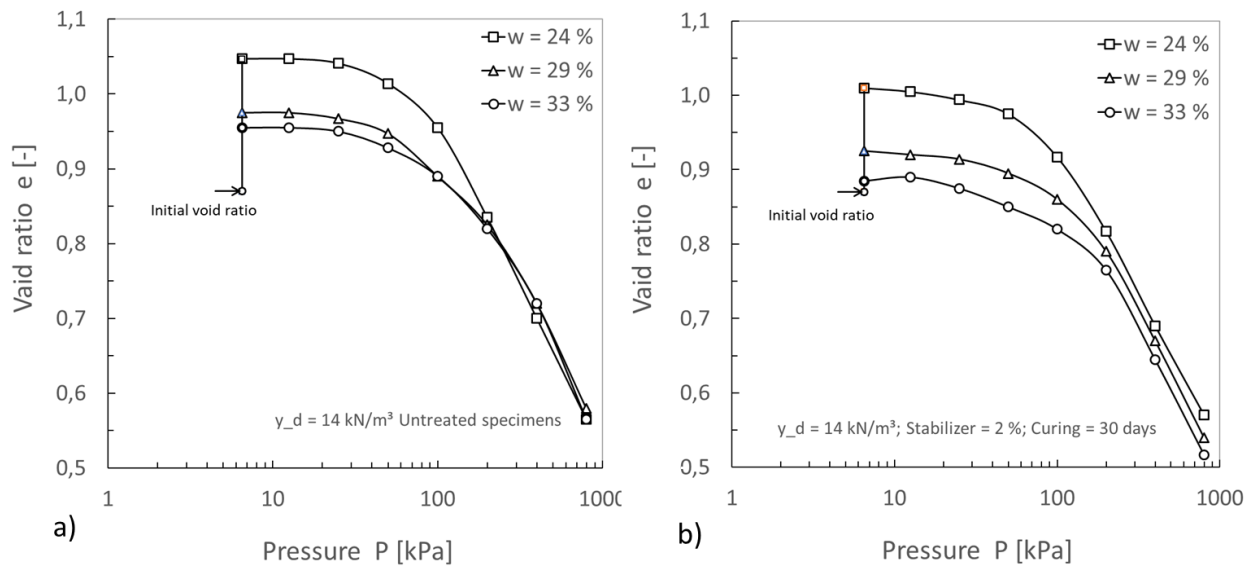


Bild 5.17: Ergebnisse eindimensionaler Quellversuche an a) unvergüteten und b) enzymvergüteten Bodenproben bei verschiedenen Einbauwassergehalten. (Naagesh & Gangadhara, 2010)

In ihren Untersuchungen zeigen Naagesh und Gangadhara auch einen Einfluss der Enzymmenge, Bild 5.18. Mit zunehmender Dosierung nimmt die Reduktion zunächst deutlich zu, ab einer bestimmten Menge ist jedoch je nach Einbauwassergehalt nur noch ein moderater (unwirtschaftlicher) Zuwachs zu verzeichnen.

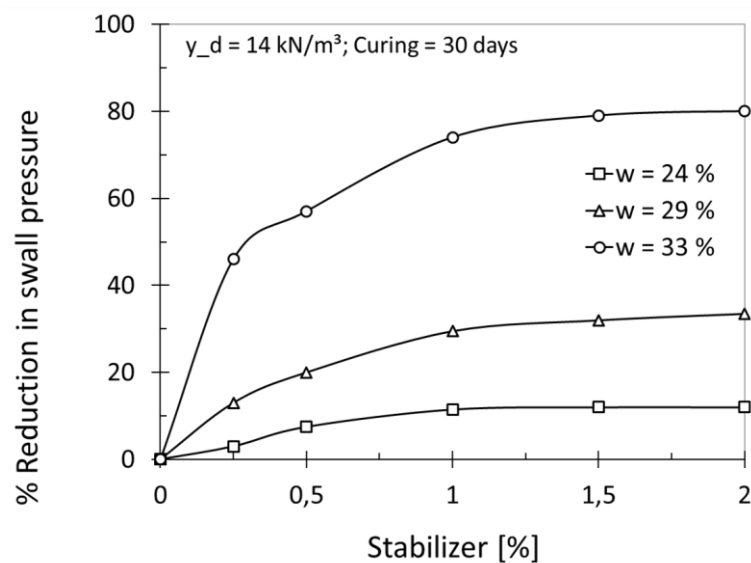


Bild 5.18: Reduktion des Quelldrucks in Abhängigkeit der Enzymmenge und des Einbauwassergehaltes. (Naagesh & Gangadhara, 2010)

In gleicher Weise wie bei den gezeigten Untersuchungen zur Festigkeitsentwicklung ist auch bei der Entwicklung des Quelldrucks die Reaktionsdauer von Bedeutung. Wie im Bild 5.19 ersichtlich, nimmt das Maß der Quelldruckreduktion mit zunehmender Reaktionsdauer deutlich zu, und ab einem bestimmten Zeitpunkt, hier etwa 30 Tage, tritt nur noch ein mäßiger Zuwachs auf. Diese Tendenz hat sich als unabhängig vom Einbauwassergehalt dargestellt.

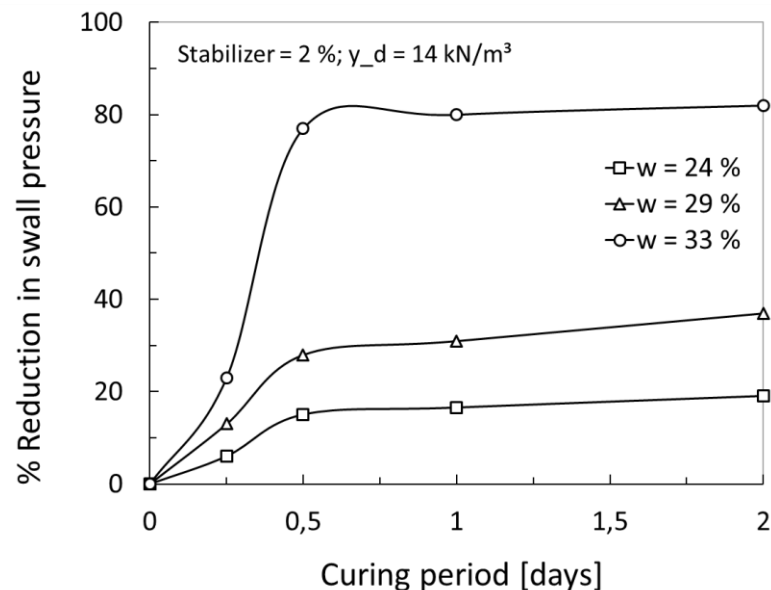


Bild 5.19: Reduktion des Quelldrucks in Abhängigkeit der Reaktionsdauer und des Einbauwassergehaltes. (Naagesh & Gangadhara, 2010)

5.2.4 Steifigkeitsverhalten enzymvergüteter Böden

Neben der Festigkeitsbeurteilung ist die Beschreibung der Steifigkeit für erforderliche Nachweise der Gebrauchstauglichkeit vonnöten. Ein entsprechender Parameter, der die Steifigkeit abbildet, ist der Elastizitätsmodul. Als Versuchstechnik, insbesondere wenn es um die Anwendung im Straßenbau zur Dimensionierung von Unterbauten geht, kann der Triaxialversuch mit geeigneten Spannungsverhältnissen herangezogen werden (Huang, 2004).

Für die bereits oben genannten Böden (vgl. Bild 5.13) ermittelten Marasteanu et al. (2005) Elastizitätsmoduln an enzymverbesserten Proben. Bei dem gewählten Untersuchungsprogramm wurden Triaxialproben in einer

ersten Phase unter konstantem Seitendruck von 4 psi (27,6 kPa) deviatorischen Be- und Entlastungszyklen von 7,8 psi (53,8 kPa) unterzogen und so für die eigentliche Untersuchung vorbereitet. Bei der anschließenden zweiten Phase erfolgte eine zyklische Beanspruchung bei konstanten Seitendrücken zwischen 2 psi und 8 psi. Aus der gemessenen Axialkraft und Axialverformung lässt sich dann der Elastizitätsmodul bestimmen (Seed et al., 1962). Dieses Lastschema repräsentiert einen Spannungszustand, wie er unterhalb flexibler Straßenkörper infolge bewegter Räder herrscht (Barksdale et al., 1990). Neben nicht verbesserten Proben untersuchten Marasteanu et al. (2005) enzymverbesserte Proben unter Verwendung zweier Produkte A und B. Das Bild 5.20 zeigt zusammenfassend die Mittelwerte der Elastizitätsmoduln einzelner Versuchsreihen für nicht behandelte und behandelte Proben beider Bodenarten I und II sowie Enzymprodukte A und B bei unterschiedlichen Seitendrücken und deviatorischen Lastgrößen.

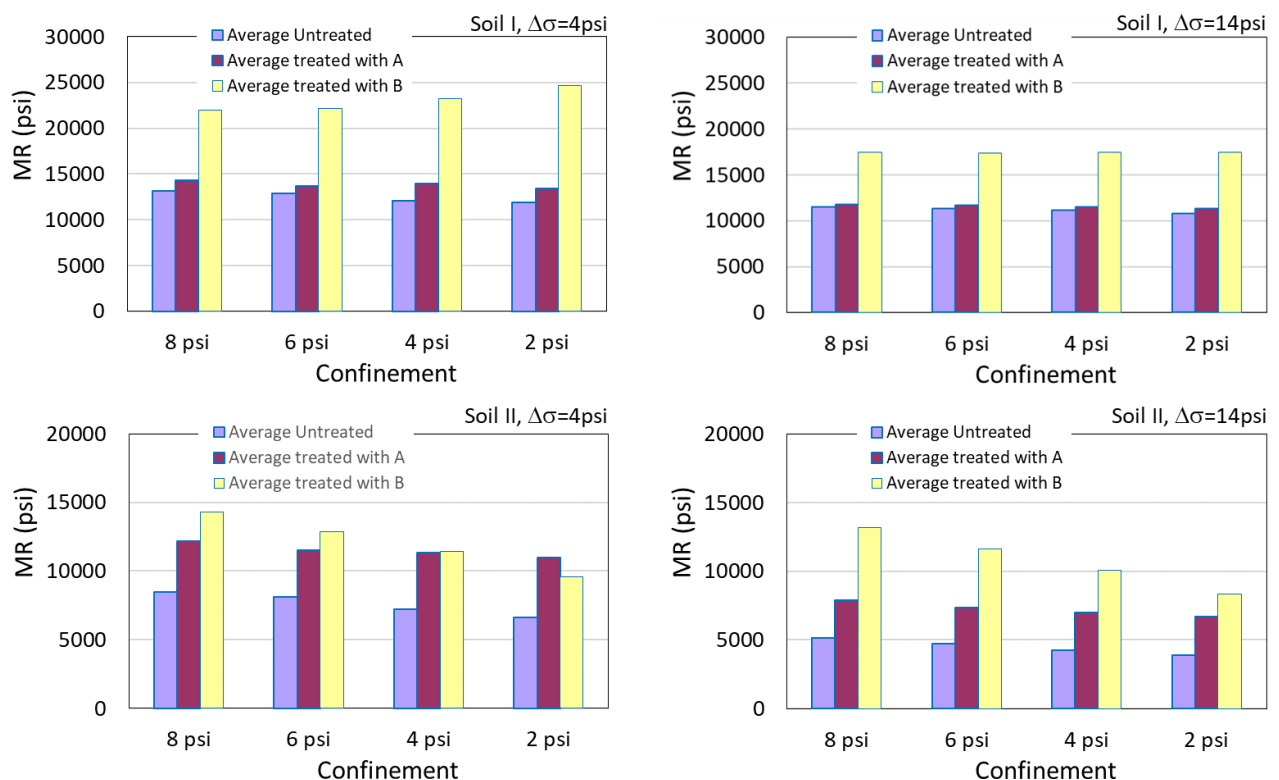


Bild 5.20: Ermittelte Elastizitätsmoduln M_R für unbehandelte und enzymbehandelte (Produkt A und B) Proben zweier unterschiedlicher Böden I und II bei Seitendrücken zwischen 2 psi und 8 psi (13,8 kPa bzw. 55,2 kPa) und zwei deviatorischen Lastamplituden $\Delta\sigma$ von 4 psi und 14 psi (27,6 kPa bzw. 96,5 kPa). (nach Marasteanu et al., 2005)

Unabhängig von der Bodenveränderung mittels Enzymen wird der Einfluss des Belastungsniveaus deutlich: Die Steifigkeit nimmt mit der Zunahme der deviatorischen zyklischen Belastung ab und nimmt mit der Zunahme des Seitendrucks, wenn auch nur moderat, zu. Man erkennt, dass das Produkt A die Steifigkeitseigenschaften des Bodens I nur gering verändert, unabhängig von der Belastung. Unter Verwendung des Produkts B hingegen wird die Steifigkeit im Vergleich zur nicht verbesserten Probe nennenswert erhöht. Bei Boden II hingegen führt die Zugabe des Produktes A zu einer gewissen Steifigkeitserhöhung im Vergleich zur unbehandelten Probe. Das Ausmaß der Verbesserung ist jedoch geringer als bei Verwendung von Produkt B.

Statt eines natürlichen Bodens verwendeten Ahmeda und Khalid (2011) das industrielle *By-Product* Müllverbrennungsasche (*incinerator bottom ash, IBA*), um diese für den Einsatz in Straßenunterbauten geeignet zu konditionieren. Es wurden vier unterschiedliche Mischungen, als *Blend A* bis *Blend D* bezeichnet, untersucht. Die nachfolgenden Betrachtungen gelten, sofern nicht ausdrücklich genannt, für *Blend A*. Das Steifigkeitsverhalten der Proben mit unterschiedlichen Enzymansätzen wurde ebenfalls mit Hilfe von Triaxialversuchen untersucht. Bild 5.21a zeigt die Wirksamkeit einer Enzymzugabe nach einer Reaktionsdauer von 7 Tagen.

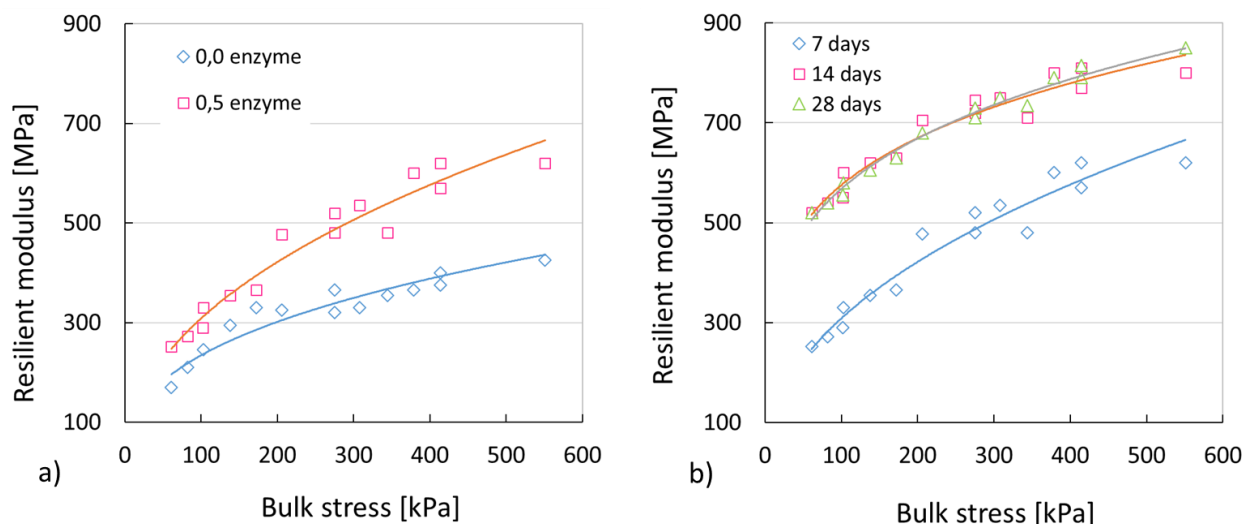


Bild 5.21: a) Elastizitätsmoduln einer nicht verbesserten und einer enzymverbesserten Probe in Abhängigkeit der Spannungssumme. b) Elastizitätsmoduln enzymverbesselter Probe zu unterschiedlicher Reaktionsdauer in Abhängigkeit der Spannungssumme. (Ahmeda & Khalid, 2011)

Innerhalb einer beobachteten Zeitspanne ist ein deutlicher Steifigkeitszuwachs zu verzeichnen. Dieser Zuwachs vergrößert sich nochmals innerhalb der ersten 14 Tage (Bild 5.21 b) und kommt dann allerdings eher zum Stillstand. Mit einer Erhöhung der Enzymzugabe ist im vorliegenden Fall eine Erhöhung der Steifigkeit verbunden, Bild 5.22.

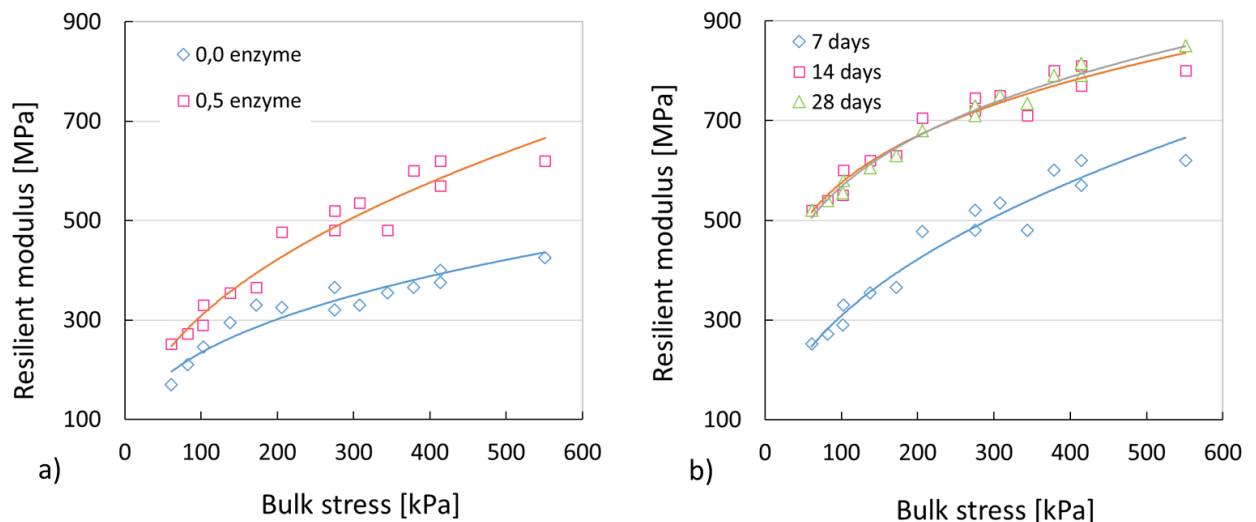


Bild 5.21: a) Elastizitätsmodul einer nicht verbesserten und einer enzymverbesserten Probe in Abhängigkeit der Spannungssumme. b) Elastizitätsmodul enzymverbesserter Probe zu unterschiedlicher Reaktionsdauer in Abhängigkeit der Spannungssumme. (Ahmeda & Khalid, 2011)

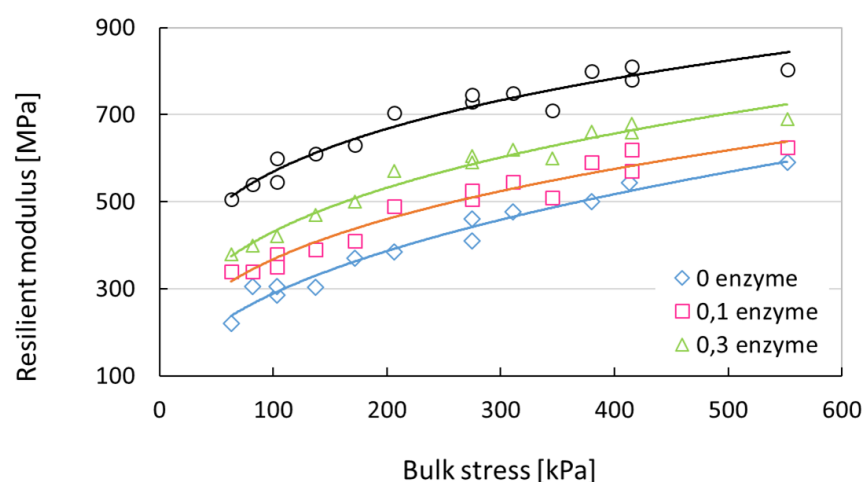


Bild 5.22: Elastizitätsmodul einer nicht verbesserten und drei enzymverbesserten Proben mit unterschiedlichen Enzymmengen in Abhängigkeit der Spannungssumme nach einer Reaktionsdauer von 14 Tagen. (Ahmeda & Khalid, 2011)

Diese Erhöhung der Enzymzugabe mit einem beabsichtigten Zugewinn an Steifigkeit lässt sich jedoch nicht beliebig steigern. In ähnlicher Form wie bei dem Festigkeitsverhalten (vgl. Bild 5.8) nimmt die Steifigkeit bei vermehrter Zugabe an Enzymen wieder ab.

Deutlich wird dies im Bild 5.23: Die übermäßige Steigerung auf eine 1:1-Zugabe führt innerhalb der ersten 7 Tage zu keiner Änderung gegenüber dem Steifigkeitsverhalten der nicht behandelten Probe. Nach einer Reaktionsdauer von 28 Tagen werden indessen sogar geringere Werte erreicht.

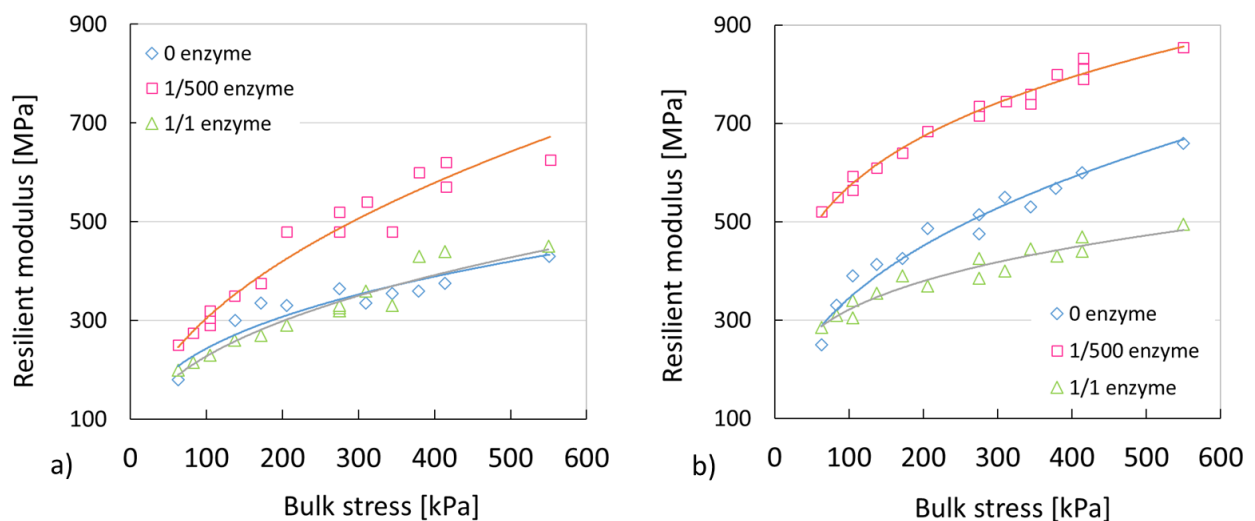


Bild 5.23: Elastizitätsmodul einer nicht verbesserten und zwei enzymverbesserten Probe in Abhängigkeit der Spannungssumme nach a) 7 Tagen und b) 28 Tagen Reaktionsdauer in Abhängigkeit der Spannungssumme. (Ahmeda & Khalid, 2011)

In gleicher Weise wie bei natürlichen Böden hängt die Wirksamkeit einer Enzymzugabe u. a. von der chemischen Zusammensetzung des zu verbessernden Materials ab. Eine Enzymzugabe in gleicher Weise zu einem als *Blend B* bezeichneten Material führt im Vergleich zur nicht verbesserten Probe zu einer Steifigkeitsverminderung, Bild 5.24.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass dies jedoch nicht als negative Eigenschaft einer Enzymzugabe zu sehen ist; einem Boden können, falls erforderlich, auf diese Art auch entsprechend modifizierte Eigenschaften zugewiesen werden.

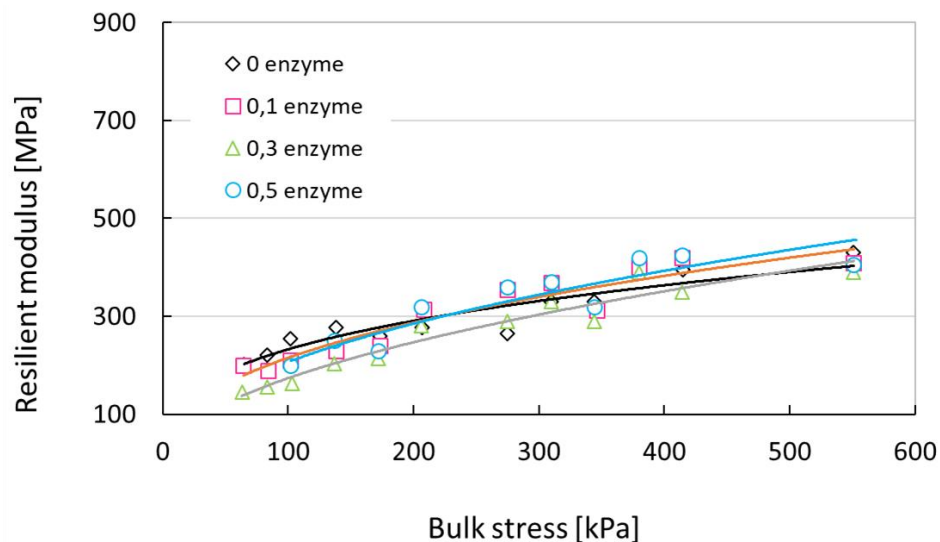


Bild 5.24: Elastizitätsmoduln einer nicht verbesserten und drei enzymverbesserten Proben in Abhängigkeit der Spannungssumme nach einer Reaktionsdauer von 14 Tagen. (Ahmeda & Khalid, 2011)

Bei einer Anwendung der Enzymverbesserung im Straßenbau ist neben den vorgestellten Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit auch eine Bewertung hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens von verbesserten Böden angebracht.

Chatrada (2009) zeigte in seinen Untersuchungen den Einfluss einer Enzymverbesserung auf das Stabilitätsverhalten eines Bodens unter wiederholter Belastung. Hierzu wurden Proben mit Enzymgehalten zwischen 0% (nicht verbessert) und bis zu 8% bei einer gewählten Belastungsfrequenz von 2 Hz bis zum Erreichen eines Versagenszustandes beansprucht. Die Lastgröße wurde als Anteil der einaxialen Druckfestigkeit zwischen 30% und 80% gewählt. Im Bild 5.25 sind die Versuchsergebnisse für einen bereits oben genannten Boden (vgl. Bild 5.8) dargestellt.

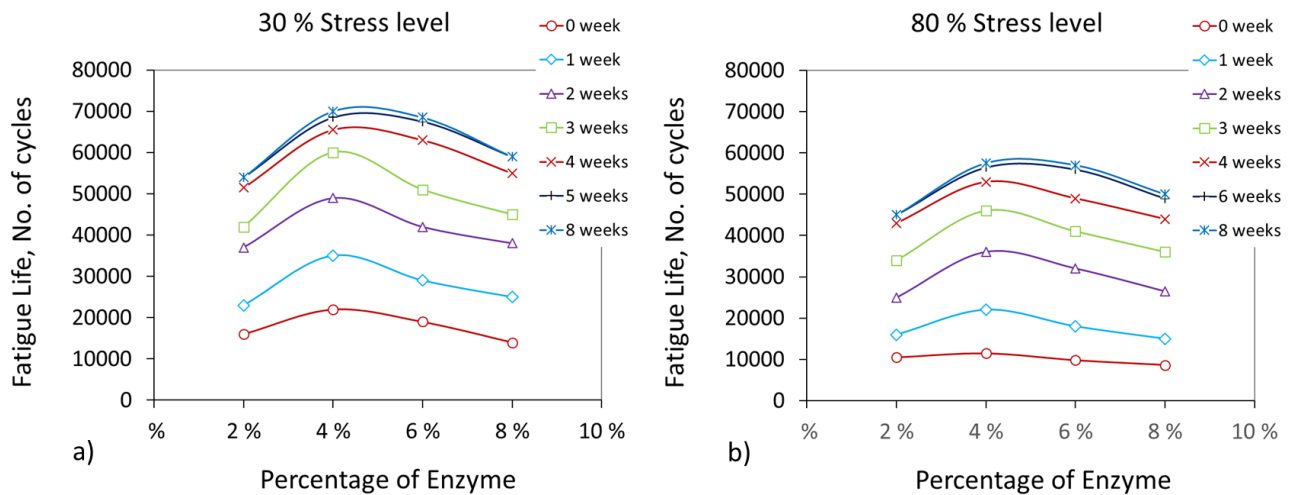


Bild 5.25: Anzahl der Lastzyklen bis Erreichen eines Versagenszustandes unter wiederholter Beanspruchung bei 2 Hz an enzymverbesserten Proben bei unterschiedlichen Enzymansätzen und Reaktionsdauern a) bei 30% Lastanteil, bezogen auf einaxiale Druckfestigkeit b) bei 80%. (Chatrada, 2009)

5.2.5 Dauerhaftigkeit enzymvergüteter Böden

An kleinmaßstäblichen Würfelproben beobachteten Becker und Vrettos (2015) eine Verbesserung des Erosionsverhaltens enzymvergüteter Sandoberflächen. Hierzu wurden Proben durch simulierte Wind-Regen-Ereignisse beansprucht und die Masse der aberodierten Sandmenge über die Zeit registriert, Bild 5.26. Neben der Dicke der vergüteten Oberflächenschicht wurde auch der Enzymgehalt variiert.

Das Ergebnis dieser Untersuchungen, Bild 5.27, demonstriert den Verbesserungserfolg einer solchen Oberflächenvergütung. Aufgetragen ist die Trockenmasse an Boden, der infolge des Wasser-Wind-Angriffs aus der Oberfläche über die Zeit herausgelöst wird. Im Vergleich zur unvergüteten Oberfläche, Wertepaare (0/0), stellt die verbesserte Schicht einen, zumindest temporären, Oberflächenschutz dar. Beispielsweise werden nach 15 min Beanspruchungszeit bei einer 3 cm dicken Schutzschicht, die mit einer 0,22%igen Lösung stabilisiert wurde (3/0,22), etwa 120 g Bodenmaterial erodiert. Bei der nicht verbesserten Schicht beläuft sich die Masse auf etwa 750 g bis 1000 g.



Bild 5.26: Erosionsbeanspruchung einer Würfelprobe. (Becker & Vrettos, 2015)

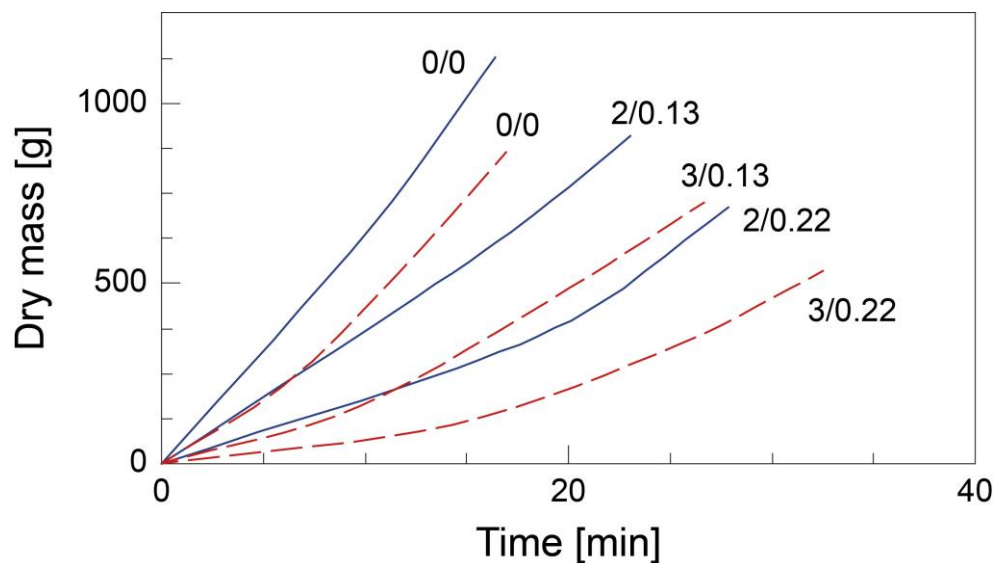


Bild 5.27: Aberodierte Bodenmasse infolge simulierter Wind-Regen-Belastung. Die erste Zahl in der Kurvenlegende gibt die Dicke der verbesserten Schicht an, die zweite den Enzymgehalt in %. (Becker & Vrettos, 2015)

Neben diesen kleinmaßstäblichen Versuchen wurde in Modellversuchen die Stabilisierung einer Böschung gegen Erosionseinwirkung simuliert (Becker & Vrettos, 2015).

5.3 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel behandelt die Verwendung von Enzymen zur Stabilisierung natürlicher Böden. Im ersten Teil werden zunächst Wirkungsweise und Mechanismen vorgestellt, die beim Einmischen einer Enzymlösung in einen natürlichen Boden ablaufen. Das Enzym wirkt als organischer Katalysator, der die Geschwindigkeit einer chemischen Reaktion steuert und auch nach Ablauf der Reaktion noch unverändert vorliegt. Mit Hilfe bodenmechanischer Standardversuche wird im zweiten Teil der Einfluss von Enzymzugaben auf unterschiedliche Bodeneigenschaften natürlicher Böden beleuchtet. Neben einer deutlichen Änderung von Quelleigenschaften bei bindigen Böden ist hier insbesondere die Erhöhung der Erosionsstabilität bei nichtbindigen Böden zu nennen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In Kapitel 1 wurde als etablierte Methode zur Baugrundertüchtigung die Beimischung von Zement bzw. Kalk betrachtet. Beide Bindemittel stehen zur Verfügung, damit ein anstehender Baugrund geforderte erdstatische Anforderungen in zufriedenstellendem Maß erfüllt und so ein Austausch des Bodens oder auch aufwändigere Gründungsformen vermieden werden können. Mögliche Ziele einer solchen Verbesserung können je nach Bauaufgabe die Reduktion des Wassergehaltes, Verbesserung der Verdichtbarkeit, Immobilisierung von Schadstoffen, Erhöhung des Frost- und Scherwiderstandes oder auch die Verbesserung der Verformbarkeit sein. Die Menge und auch die Art des Bindemittels richten sich nach dem anstehenden Boden und den Anforderungen. Neben der Korngrößenverteilung spielt der Wassergehalt eine mittragende Rolle. Als empirische Anwendungsregel wird bei grobkörnigen Böden zumeist Zement als optimales Bindemittel eingesetzt, während für gemischt- und feinkörnige Böden die Kalkzugabe empfohlen wird. Die Erfahrung zeigt, dass insbesondere bei feinkörnigen und gemischtkörnigen Böden die optimale Lösung durch den Einsatz beider Bindemittel erreicht werden kann. Um diese Synergieeffekte beider Bindemittel zu erfassen, müssen die Wirkmechanismen beider Einzelkomponenten für das breite Spektrum an Böden betrachtet und beurteilt werden. Hierzu leistet das erste Kapitel seinen Beitrag. In einem weiteren Punkt knüpfen die Betrachtungen an aktuelle Untersuchungen zur Quellgefährdung bindiger, sulfathaltiger Böden beim Einsatz von Bindemitteln an. Neben der intensiven Beleuchtung der Problematik von Seiten des Bodens her, sind auch die Bindemittel in ihren Komponenten neu zu bewerten. Ansätze hierzu finden sich als Ausblick in Kapitel 3.

Mit dem Baustoff Tonbeton wird in Kapitel 2 ein Produkt aufgegriffen, das ebenfalls zwar schon lange Zeit bekannt ist und teilweise auch verbaut wird. Allerdings beruhen auch hier die Anwendungsregeln für einen möglichen Einsatz immer auf Einzeluntersuchungen bzw. auf empirischen Ansätzen. Zu nennen ist hier ein umfangreiches Untersuchungsprogramm aus den 1990er Jahren. Eine gewisse Belebung könnte der Baustoff durch die aktuellen sogenannten zeitweise fließfähigen, selbstverdichtenden Verfüllbaustoffe erfahren. Zwar werden hier deutlich geringere Festigkeiten als bei Tonbeton

erwartet, aber hinsichtlich des rheologischen Verhalten bis hin zum Erhärten des Baustoffs bestehen Ähnlichkeiten und Gemeinsamkeiten, auch hinsichtlich entsprechender Prüf- und Untersuchungsmethoden.

Mit den Epoxidharzen werden in Kapitel 3 neuartige Methoden zur Ertüchtigung eines Lockergesteinsbodens sowie von Festgestein vorgestellt. Bislang findet diese Methode in der Geotechnik nur geringen Zuspruch, abgesehen von Fällen, bei denen beispielsweise Injektionsverfahren mit gängigen Injektionsgütern wie Zementmörteln nicht mehr verwendet werden können. Der Grund für den zurückhaltenden Einsatz dieser Produkte ist vorrangig wirtschaftlicher Natur, allerdings liegen auch nur wenige Untersuchungen zu den mechanischen Eigenschaften solcher Boden-Epoxid-Mischungen vor. An ausgeführten Bauprojekten wird die Wirksamkeit dieser Produkte deutlich. Auch hier beruhen die Dimensionierungsansätze allerdings nur auf Einzeluntersuchungen bzw. empirischen Annahmen.

Im Hinblick auf eine aktuelle Problematik, die Deponierung von Altreifen, wird in Kapitel 4 eine innovative Methode zur Baugrundmodifizierung aufgegriffen. Nicht die thermische, sondern die stoffliche Verwertung und damit eine Schonung wertvoller Ressourcen, stehen bei der Verwendung von Recyclinggummi im Zusammenhang mit der Ertüchtigung von Boden im Vordergrund. Die Methode findet seit mehreren Jahren bereits Verwendung, teils in Europa, vorrangig jedoch in den USA. Durch die Verwendung von geschreddertem Reifengut in unterschiedlichsten Abmessungen und Formen, wobei auch komplette Reifen zur Anwendung kommen können, lassen sich Eigenschaften eines Bodens modifizieren. In dem genannten Kapitel sind maßgebliche Eigenschaften von Boden-Reifen-Mischungen aufgearbeitet, wobei umwelttechnische Aspekte nicht im Vordergrund stehen. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt auf der Betrachtung unter hydraulischen bzw. statischen Einwirkungen. Die Verwendung gezielter Boden-Reifen-Mischungen unter dynamischen oder zyklischen Einwirkungen bietet ein weiteres Feld für künftige Untersuchungen.

Das letzte Kapitel 5 befasst sich ebenfalls mit einem aktuellen Randgebiet der Bodenverbesserung. Der Einsatz biologischer Methoden zur Baugrundertüchtigung wird unter theoretischen Betrachtungen schon über einen längeren Zeitraum verfolgt. Die vorgestellten Untersuchungen

beleuchten die Wirksamkeit, wenn Enzyme für eine gezielte Veränderung von Bodeneigenschaften eingesetzt werden. Allerdings zeigt sich hier auch das enge Anwendungsspektrum. Neben der eng abzustimmenden Dosierung eines Enzyms, muss für die entsprechende Bodenart auch ein geeignetes Enzym eingesetzt werden. Die baupraktische Umsetzung beschränkt sich derzeit vorwiegend auf Maßnahmen zum Erosionsschutz.

7 Literatur

Abdullah, W.S. and A.M. Al-Abadi (2010): Cationic-electrokinetic improvement of an expansive soil, *Appl. Clay Sci.* 47(3/4), 343-350.

ACI Committee 503 (2008): Use of epoxy compounds with concrete, ACI 503R-93 (reapproved 2008), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

Agarwal, P. and Kaur, S. (2014): Effect of bio-enzyme stabilization on unconfined compressive strength of expansive soil, *Int. J. Res. Eng. Technol.* 3(5), 30-33.

Aggarwal, L.K., Thapliyal, P.C., Karade, S.R. (2007): Properties of polymer-modified mortars using epoxy and acrylic emulsions, *Constr. Build. Mater.* 21(2), 379-383.

Ahmeda, A. and Khalid, H.A. (2011): Quantification of the properties of enzyme treated and untreated incinerator bottom ash waste used as road foundation, *Int. J. Pavement Eng.* 12(3), 253-261.

Ahmed, I (1993): Laboratory Study on Properties of Rubber-Soils, Report No. FHWA-IN-JHRP-93-04, Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana.

Ahmed, I. and Lovell, C.W. (1993a): Use of rubber tires in highway construction, in H.I. Inyang, K.L. Bergeson (Eds.), *Utilization of Waste Materials in Civil Engineering Construction*, ASCE, 166-181, New York.

Ahmed, I. and Lovell, C.W. (1993b): Rubber soils as lightweight geomaterial, *Transport. Res. Rec.* 1422, Transp. Res. Board, 61-70, Washington DC.

Ahnberg, H. and Johansson, S.E. (2005): Increase in strength with time in soils stabilized with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products, *Int. Conf. on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances*, Stockholm, 195-202.

Ajayi-Majebi, A., Grissom, W.A., Smith, L.S., Jones, E.E. (1991): Epoxy-resin-based chemical stabilization of a fine, poorly graded soil system, *Transport. Res. Rec.* 1295, Transp. Res. Board, 95-108, Washington DC.

Al-Tabbaa, A. and Aravinthan, T. (1998): Natural clay-shredded tire mixtures as landfill barrier materials, *Waste Manage.* 18(1), 9-16.

American Concrete Institute (1990): State-of-the-art report on soil-cement, ACI 230.1R-90, *ACI Materials Journal* 87(4), 395-417.

Anagnostopoulos, C.A., Stavridakis, E., Grammatikopoulos, I. (2004): Improvement of fine sand properties with water soluble epoxy resin grouts, *Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng.*, Paper No.8.03, 1-8.

Anagnostopoulos, C.A. and Papaliangas, T. (2012): Experimental investigation of epoxy resin and sand mixes, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 138(7), 841-849.

Anagnostopoulos, C.A., Kandilio, P., Lola, M., Karavatos, S. (2014a): Effect of epoxy resin mixtures on the physical and mechanical properties of sand, *Res. J. Appl. Sci. Eng. Technol.* 7(17), 3478-3490.

Anagnostopoulos, C.A., Kandiliotis, P., Lola, M., Karavatos, S. (2014b): Improving properties of sand using epoxy resin and electrokinetics, *Geotech. Geol. Eng.* 32(4), 859-872.

Anagnostopoulos, C.A. (2015): Strength properties of an epoxy resin and cement-stabilized silty clay soil, *Appl. Clay Sci.* 114, 517–529.

Anagnostopoulos, C.A., Sapidis, G., Papastergiadis, E. (2016): Fundamental properties of epoxy resin-modified cement grouts, *Constr. Build. Mater.* 125. 184-195.

ASTM D 6276-99a (2006): Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization (Withdrawn 2015, no replacement)

ASTM C 977-10 (2010): Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization

Atkinson, C., Smelser, R.E., Sanchez, J. (1982): Combined mode fracture via the cracked Brazilian disk test, *Int. J. Fracture* 18(4), 279-291.

Aydilek, A.H. and Wartman, J. (2004): *Recycled Materials in Geotechnics*, Geotechnical Special Publication 127, ASCE, Reston, Virginia.

Aydilek, A.H., Madden, E.T., Demirkan, M.M. (2006): Field evaluation of a leachate collection system constructed with scrap tires, *J. Geotech. Geoenviron.* 132(8), 990-1000.

Babasaki, R., Terashi, M., Maekawa, A., Kawamura, M., Fukazawa, E. (1996): JGS TC Report: Factors influencing the strength of improved soil, *Proc. 2nd Int. Conf. Ground Improvement Geosystems*, Tokyo, Vol. 2, 913-918.

Baby, M., Gowshik, A., Karthick Rajeshwar, A.V., Mohanasundram, M. (2016): Experimental study of expansive soil stabilized with Terrazyme. *Int. J. Eng. Res. Technol.* 5(1), 897-899.

Bach, J. (2008): Verwertung von Altreifen und Gummi unter Beachtung der veränderten abfallwirtschaftlichen Situation in Deutschland, Diplomarbeit Hochschule Magdeburg-Stendal, Diplomica, Hamburg.

Balachowski, L. and Gotteland, P. (2007): Characteristics of tyre chips-sand mixtures from triaxial tests, *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics* 54(1), 25-36.

Balázs, G.L. (2007): Connecting reinforcement to concrete by bond. *Beton- und Stahlbetonbau* 102(Special Edition), 46-50.

Bandis, S.C., Lumsden, A.C., Barton, N.R. (1983): Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 20(6), 249-268.

Banfill P.F.G. (2006): Rheology of fresh cement and concrete, *Rheology Reviews 2006*, 61-130.

- Bardet, J.-P. (1997): *Experimental Soil Mechanics*, Prentice Hall, New Jersey.
- Barksdale, R., Rix, G., Khosla, N.P., Lambe, P. (1990): Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design, Georgia Tech Project E20-634, December 1990.
- Barksdale, R.D., Rix, G.J., Itani, S., Khosla, P.N., Kim, R., Lambe, D., Rahman, M.S. (1990): Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design, NCHRP, Transportation Research Board, Interim Report No. 1-28, Georgia Institute of Technology, Georgia.
- Bell, F. G. (1976): The influence of the mineral content of clays on their stabilization by cement, *Bull. Assoc. Eng. Geol.* 13(4), 267-278.
- Bell, F.G. (1988): Stabilisation and treatment of clay soils with lime. Part 1 - Basic principles, *Ground. Eng.* 21(1), 10–15.
- Bell, F.G. and Coulthard, J.M. (1990): Stabilization of glacial deposits of the Middlesbrough area with cementitious material, *Proc. 6th Int. Congress, International Association of Eng. Geology*, Amsterdam, Vol. 3, 797–807.
- Bell, F.G. (1993): *Engineering Treatment of Soils*, E & FN Spon, London.
- Brandl, H. (1981): Stabilization of excessively settling bridge piers, *Proc. Xth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Florence, 329-336.
- Breth, H. (1955): Erdbeton für Staudämme, *Baumaschine und Bautechnik* 2(10), 313-316.
- Bucak, Ö. und Hagl, A. (2006): Kleben im Bauwesen - gestern, heute, morgen, *Stahlbau* 75(6). 499-507.
- Bureau of Reclamation (2013): Design Standard No. 13 Embankment Dams, Chapter 17 Soil-Cement Slope Protection, Denver, Colorado.
- Becker, A (2008): Laboruntersuchungen bodenmechanischer Eigenschaften an Mischungen von Ton mit Schreddergut aus Altreifen, *Müll und Abfall* 11, 578-584.

Becker, A. und Vrettos, C. (2011): Bodenmechanische Untersuchungen an Mischungen von rolligen und bindigen Böden mit Gummi aus Recyclingprozessen, *Bauingenieur* 87, 548-556.

Becker, A. und Vrettos, C. (2012): Laboruntersuchungen zur Bodenverbesserung mittels Zugabe von Kalk-Zement-Mischungen, *2.Symposium Baugrundverbesserung in der Geotechnik*, Wien, 313-319.

Becker, A. und Vrettos, C. (2013): Versuche zur einaxialen Druckfestigkeit geklebter Gesteinsproben, *geotechnik* 36(2), 113-118.

Becker, A. und Vrettos, C. (2015): Study on erosion stability enhancement of sands using enzymes, *Environ. Geotech.* 2(5), 301-308.

Becker, A. und Vrettos, C. (2015): Laboruntersuchungen zum Materialverhalten von Tonbeton, *Bautechnik* 92(2), 152-160.

Beckhaus, K. (2011): Plastic Concrete: Erfüllung schwieriger Anforderungen an Baustoffe des Spezialtiefbaus, *Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München*, Heft 49, 21-30.

Benda, C.C. (1995): Engineering Properties of Scrap Tires used in Geotechnical Applications, Materials and Research Division Report 95-1, Vermont Agency of Transportation, Montpelier.

Berney IV E.S., Peters J.F., Newman J.K., Smith, D.M. (2003): Effect of surfactant on the dry-side compaction of silty sand, *Transport. Res. Rec.* 1819, Transp. Res. Board, 57-62, Washington DC.

Blanck, G., Cuisinier, O., Masrouri, F. (2014): Soil treatment with organic non-traditional additives for the improvement of earthworks, *Acta Geotechnica* 9, 1111-1122.

Borulev, A.D., Vorona, N.I., Dimitriev, I.V., Ostreiko, L.V. (1997): Improving the stability of mine workings subjected to dynamic effects by strengthening fissured rock. *Soil Mech. Found. Eng.* 34(2), 59-63.

Bosscher, P.J., Edil T.B., Kuraoka, S. (1997): Design of highway embankments using tire chips. *J. Geotech. Geoenviron.* 123(4), 295-304.

Bressette, T. (1984): Used tire material as an alternative permeable aggregate. Report No. FHWA-CA-TL-84-07, Office of Transportation Laboratory, California Department of Transportation, Sacramento, California.

Caltrans (1998): The use of discarded tires in highway maintenance, Translab Design Information Brochure, No. TI/REC/1/88, California Department of Transportation, Sacramento, California.

Cambefort, H. (1964): *Soils Grouting: Principles and Methods*, Vol. 1, Eyrolles, Paris.

Carl, L. und Strobl, T. (1976): Dichtungswände aus einer Zement-Bentonit-Suspension, *Wasserwirtschaft* 66(9), 246-252.

Caron, C. (1973): Un nouveau style de perforation: la boue autodurcissable, *Tech. Bat. Trav. Publ.* 311, 1-39.

Carpenter, S.H., Croveti, M.R., Smith, K.L., Rmeili, E., Wilson, T. (1992a): Soil and Base Stabilization and Associate Drainage Considerations; Volume I, Pavement Design and Construction Considerations, Office of Technology Applications, Publ. No. FHWA-SA-93-004, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Carpenter, S.H., Croveti, M.R., Smith, K.L., Rmeili, E., Wilson, T. (1992b): Soil and Base Stabilization and Associate Drainage Considerations; Volume II, Mixture Design Considerations, Office of Technology Applications, Publ. No. FHWA-SA-93-005, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Cecich, V., Gonzales, L., Holsaeter, A., Williams, J., Reddy, K. (1996): Use of shredded tires as lightweight backfill material for retaining structures, *Waste Manage. Res.* 14(5), 433-451.

Cetin H., Fener M., Gunaydin O. (2006): Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material, *Eng. Geol.* 88(1-2), 110-120.

Chatrada, G., (2009): Bio-enzyme stabilized lateritic and Shedi soils, Master Thesis, National Institute of Technology Karnataka Surathkal, Mangalore, India.

Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M., Lee, F.H. (2004): Physicochemical and engineering behavior of cement-treated clays, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130(7), 696-706.

Clare, K.E. and Sherwood, P.T. (1954): The effect of organic matter on the setting of soil-cement mixtures, *J. Appl. Chem.* 4(11), 625-630.

Concrete Institute of Australia (2012): Tremie Concrete for Deep Foundations: Recommended Practice, North Sydney.

Coop, M.R. and Atkinson, J.H. (1993): The mechanics of cemented carbonate sands, *Géotechnique* 43(1), 53-67.

Croft, J.B. (1968): The problem of predicting the suitability of soils for cementitious stabilization, *Eng. Geol.* 2(6), 397-414.

Das, B.M. (2011): *Geotechnical Engineering Handbook*, J. Ross Publishing, Ft. Lauderdale, FL.

De Larrard F., Ferraris C.F., Sedran T. (1998): Fresh Concrete - A Herschel-Bulkley material, *Mater. Struct.* 31(7), 494-498.

Delgado Rodrigues, J. (2001): Consolidation of decayed stones: A delicate problem with few practical solutions, *Proc. 3rd Int. Seminar on Historical Constructions*, Guimarães, 3-14.

Dempsey, B.J. and Thompson, M.R. (1968): Durability properties of lime soil mixtures, *Highway Research Record* 235, 61-75.

Dhanesh, I.S. and Mohandas, T.V. (2016): Effect of bio-enzyme on geotechnical properties of Thonnakkal clay, *Int. J. Eng. Trends Technol.* 36(9), 474-476.

Diamond, S. and Kinter, E.B. (1965): Mechanisms of soil-lime stabilization – An interpretive Review, *Highway Research Record* 92, 83-96.

DIBt (2009): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

DIN EN 206: 2017-01 Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.

DIN EN 480-2: 2006-11: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Prüfverfahren - Teil 2: Bestimmung der Erstarrungszeit.

DIN EN 1538: 2015-10: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände.

DIN EN 12350-8: 2010-12 Prüfung von Frischbeton - Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch.

DIN EN 12350-9: 2010-12 Prüfung von Frischbeton - Teil 9: Selbstverdichtender Beton – Auslauftrichterversuch.

DIN EN 12350-10: 2010-12 Prüfung von Frischbeton - Teil 10: Selbstverdichtender Beton – L-Kasten-Versuch.

DIN EN 12350-11: 2010-12 Prüfung von Frischbeton - Teil 11: Selbstverdichtender Beton – Bestimmung der Sedimentationsstabilität im Siebversuch.

DIN EN 12350-12: 2010-12 Prüfung von Frischbeton - Teil 12: Selbstverdichtender Beton – Blockierring-Versuch.

DIN EN 12390-5: 2009-07 Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern.

DIN 4127: 2014-02 Erd- und Grundbau – Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe.

DIN 18136: 2003-11 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Einaxialer Druckversuch.

DIN 18218: 2010-01 Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen

Drescher, A. and Newcomb, D.E. (1994): Development of design guidelines for use of shredded tires as lightweight fill in road subgrade and retaining walls, Department of Civil and Mineral Engineering, Report No. MN/RC-94/04, Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, Minnesota.

Du Noüy, P.L. (1919): A new apparatus for measuring surface tension. *J. Gen. Physiol.* 1(5), 521-524.

Durham, J. (1996): The Prediction of shear strength in Bentonit-Cement-Grouts, PhD Thesis, Loughborough University.

DWA (2012): Merkblatt DWA-M 512-1, Dichtungssysteme im Wasserbau, Teil 1: Erdbauwerke, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.

Edeskär, T. (2004): Technical and environmental properties of tire shreds focusing on ground engineering applications, Technical Report 2004:05, Luleå University of Technology.

Edil, T.B. and Bosscher, P.J. (1992): Development of Engineering Criteria for Shredded or Whole Tires in Highway Applications, Department of Civil and Environmental Engineering, Report No. WI 14-92, University of Wisconsin, Madison.

Edil, T.B. and Bosscher, P.J. (1994): Engineering properties of tire chips and soil mixtures, *Geotech. Test. J.* 17(4), 453-464.

Edil, T.B., Park, J.K., Kim, J.Y. (2004): Effectiveness of scrap tire chips as sorptive drainage material, *J. Environ. Eng.* 130(7), 824-831.

Ellis, B. (1993): *Chemistry and Technology of Epoxy Resins*, Blackie Academic & Professional, Glasgow, U.K.

Enami, A., Yoshida, M., Hibino, S., Takahashi, M., Akitani, K. (1985): In situ measurement of temperature in soil cement columns and influence of curing temperature on unconfined compressive strength of soil cement (in Japanese), *Proc. of the 20th Annual Conference of the Japanese Society of Soil Mech. and Found. Engng.*, 1737-1740.

Engstrom, G.M. and Lamb, R. (1994): Using shredded waste tires as a lightweight fill material for road subgrades, Minnesota Department of Transportation, Report MN/RD-94/10, Materials Research & Engineering, Maplewood, Minnesota.

Esmaeili, M., Ali Mosayebi, S., Nakhaie, N. (2013): Performance of shred tires mixed with railway subgrade in reduction of train induced vibrations, *Adv. Railway Eng.* 1(1), 37-49.

Fang, H.-Y. (1991): *Foundation Engineering Handbook*, Chapman & Hall, London.

Faure, G. (1991). *Principles and Applications of Inorganic Geochemistry: A Comprehensive Textbook for Geology Students*, Macmillan Publishing Company, New York.

Feldmann, M., Völling, B., Geßler, A., Wellershoff, F., Geiß, P.-L., Wagner, A. (2006): Kleben im Stahlbau, *Stahlbau* 75(10), 834-846.

Feng X., Zhang N., Zheng X., Pan D. (2015): Strength restoration of cracked sandstone and coal under a uniaxial compression test and correlated damage source location based on acoustic emissions, *PLoS ONE* 10(12), e0145757.

Fenner, R.A. and Clarke, K (2003): Environmental and structural implications for the re-use of tyres in fluvial and marine construction projects, *Water and Environment Journal*, 17(2), 99-105.

Feys, D., Verhoeven, R., De Schutter, G. (2007): Evaluation of time independent rheological models applicable to fresh self-compacting concrete, *Appl. Rheol.* 17(5), 56244-1 - 56244-10.

FGSV (2012): TP BF-StB - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 11.1 - Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Bindemitteln, FGSV-Merkblatt Nr. 591/B 11.1, FGSV-Verlag GmbH, Köln.

Fiedler B., Hobbiebrunken T., Hojo, M., Schulte K. (2005): Influence of stress state and temperature on the strength of epoxy resins, *Proc. 11th Int. Conf. on Fracture (ICF11)*, Turin, 2271-2275.

Flick, E.W. (1993): *Epoxy Resins, Curing Agents, Compounds, and Modifiers. An Industrial Guide* (2nd ed.), Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey.

Floss, R. (2011): *Handbuch ZTVE-StB 09 Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau*, Kirschbaum, Bonn.

Foose, G.J. (1993): Reinforcement of Sand by Tire Chips, Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Madison, Wisconsin.

Foose, J., Benson, H., Bosscher, J. (1996): Sand reinforced with shredded waste tires, *J. Geotech. Eng.* 122(9), 760-767.

Frieg, B., Alexander, W.R., Dollinger, H., Buhler, C., Haag, P., Möri, A., Ota, K. (1998): In situ resin impregnation for investigating radionuclide retardation in fractured repository host rocks, *J. Contam. Hydrol.* 35(1-3), 115-130.

Fuchs, W. (2011): Gummimodifizierter Asphalt zur Lärmreduzierung, *Straße+Autobahn* 62(1), 26-28.

Ganapathy, G.P., Gobinath, R., Akinwumi, I.I., Hema, S. (2017): Bio-enzymatic stabilization of a soil having poor engineering properties, *Int. J. Civ. Eng.* 15(3):401-409.

Gao, D., Song, S., Hu, L. (2011): Relationships of strengths and dimensional effect of plastic concrete, *Advanced Materials Research* 306-307, 1029-1037.

Ghazavi M. (2004): Shear strength characteristics of sand-mixed with granular rubber, *Geotech. Geol. Eng.* 22(3), 401–416.

Giese, E. (2007): Evaluierung ausgewählter biologischer Testverfahren zur vorsorgeorientierten Beurteilung ökotoxikologischer Wirkungen von Bauprodukten auf Böden, Dissertation, Freie Universität Berlin.

Goodman R.E. (1976): *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock*, West Publishing, St. Paul, MN.

Gräf, H. und Grube, H. (1986): Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser, *beton* 36(5), 184-187 und 36(6), 222–226.

Habenicht, G. (2016): *Kleben - Grundlagen, Technologien, Anwendungen*, 7. Auflage, Springer, Berlin.

Han, J. (2015): *Principles and Practice of Ground Improvement*, John Wiley & Sons, New Jersey.

Harris, P., Sebesta, S., von Holdt, J. (2005): Sulfate heave on Texas Highways: Reducing the odds of pavement failure, *Proc. 2nd Int. Symp. Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure TREMTI*, Paris, C124.

Harris, P., v. Holdt, J., Sebesta, S., Scullion, T. (2006): Recommendations for stabilization of high-sulfate soils in Texas, *Transport. Res. Rec.* 1952, Transp. Res. Board, 71-79, Washington DC.

Hataf, N. and Rahimi, M.M. (2005): Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds, *Constr. Build. Mater.* 20(10), 910-916.

Hawkins, A.B. and McConnell, B.J. (1992): Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content, *Q. J. Eng. Geol.* 25, 115–130.

Heimdahl, T.C. and Drescher, A. (1999): Elastic anisotropy of tire shreds, *J. Geotech. Geoenviron.* 125(5), 383-389.

Hemrich, W., Mellwitz, R., Arndt, T. (2014): Frischbetonuntersuchungen an „weichen Betonen“ für den Spezialtiefbau, *Beton-Informationen* 3, 43-46.

Herzog, A. and Mitchell, J.K. (1963): Reactions accompanying stabilization of clay with cement, *Highway Research Record* 36, 146-171.

Hinchberger, S., Weck, J., Newson, T. (2010): Mechanical and hydraulic characterization of plastic concrete for seepage cut-off walls, *Can. Geotech. J.* 47(4), 461–471.

Horpibulsuk, S., Rachan, R., Chinkulkijniwat, A., Raksachon, Y., Suddeepong, A. (2010): Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations, *Constr. Build. Mater.* 24(10), 2011-2021.

Huang, Y.H. (2004): *Pavement Analysis and Design*, Pearson Education, New Jersey.

Hudson, J.A. and Harrison, J.P. (1997): *Engineering Rock Mechanics – An introduction to the Principles*, Elsevier, Oxford.

Huhmarkangas, H. and Lindell, F. (2000): Däckklipp som konstruktionsmaterial – Tillämp at som dränerande lager i en bottenkonstruktion under en askdeponi vid Högbytorp (in Swedish), Master Thesis CIV 2000:320, Luleå University of Technology, Luleå.

Humphrey, D.N. and Manion, W.P. (1992): Properties of tire chips for lightweight fill, in R.H. Borden, R.O. Holtz, I. Juran (Eds.) *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics*, ASCE Geotechnical Special Publication No 30, Vol. 2, 1344–1355, Reston, Virginia.

Humphrey, D.N., Sandford, T.C., Cribbs, M.M., Gharegrat, H.G., Manion, W.P. (1992): Tire Chips as Lightweight Backfill for Retaining Walls – Phase I, A Study for the New England Transportation Consortium, University of Maine, Orono.

Humphrey, D.N., Sandford, T.C., Cribbs, M.M., Manion, W.P. (1993). Shear strength and compressibility of tire chips for use as retaining wall backfill, *Transport. Res. Rec.* 1422, Transp. Res. Board, 29-35, Washington DC.

Humphrey, D. and Sandford, T. (1993): Tire chips as lightweight subgrade fill and retaining wall backfill, *Symposium on Recovery and Effective Reuse of Discarded Materials and By-Products for Construction of Highway Facilities*, Federal Highway Administration, Denver, Colorado.

Humphrey, D.N. and Nickels, W.L. (1997): Effect of tire chips as lightweight fill on pavement performance, *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, New Delhi, Vol. 3, 1617–1620.

Humphrey, D.N., Katz, L.E., Blumenthal, M. (1997a): Water quality effects of tire chip fill placed above the groundwater table, in M.A. Wasemiller, K.B. Hoddinott (Eds.) *Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials*, ASTM STP 1275, 299-313, West Conshohocken, Pennsylvania.

Humphrey, D.N., Chen, L.H. and Eaton, R.A. (1997b): Laboratory and Field Measurement of the Thermal conductivity of Tire Chips for Use as Subgrade Insulation, *Trans. Res. Board 76th Annual Meeting*, 29-35, Washington, DC

Humphrey, D.N. and Katz, L.E. (2000): Water-Quality Effects of Tire Shreds Placed Above the Water Table: Five-Year Field Study, *Transport. Res. Rec.* 1714(1), Transp. Res. Board, 18-24, Washington DC.

Humphrey, D.N. (2003): Civil engineering applications using tire derived aggregate (TDA), Report DRRR-2011-038, California Integrated Waste Management Board (now CalRecycle), Sacramento, California.

Hunter, D. (1988): Lime-induced heave in sulfate-bearing clay soils, *J. Geotech. Eng.* 114(2), 150–167.

Implenia Spezialtiefbau GmbH (2016): Düsenstrahlverfahren, www.spezialtiefbau.implenia.com.

Ingles, O.G. (1970): Mechanisms of clay stabilization with inorganic acids and alkalis, *Aust. J. Soil Res.* 8, 81-95.

Ingles, O.G. and Metcalf, J.B. (1972): *Soil Stabilization: Principles and Practice*, Butterworths, Sydney.

International Committee on Large Dams ICOLD (1985): Filling Materials for Watertight Cutoff Walls, Bulletin 51, Paris.

Issa, C.A. and Debs, P. (2007): Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete, *Constr. Build. Mater.* 21(1), 157-163.

Issa, C.A. and Salem, S. (2013): Utilization of recycled crumb rubber as fine aggregates in concrete mix design, *Constr. Build. Mater.* 42, 48-52.

Jänke, S. (1961): Ergebnisse von Untersuchungen über die Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten des Tonbetons, *Baumaschine und Bautechnik* 8(12), 485-493.

Jorjani, M., Wheeler, G., Riccardelli, C., Soboyejo, W.O., Rahbar, N. (2008): An evaluation of potential adhesives for marble repair, *Objects Specialty Group Postprints*, Vol. 15, 95-107.

Kahl, T.W, Kauschinger, J.L, Perry, E.B. (1991): Plastic Concrete Cutoff Walls for Earth Dams, US Army Corps of Engineers, Technical Report REMR-GT-15, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Karol, R.H. (2003): *Chemical Grouting and Soil Stabilization* (3rd ed.), Marcel Dekker, New York.

Karol, R.H. (1960a): Field tests for evaluating the effectiveness of a grouting operation, Am. Cyan. Co Expl. and Min. Chem. Dep.

Karol, R.H. (1960b): *Soils and Soil Engineering*, Prentice-Hall, New York.

Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S., Babasaki, R. (1978): Studies on engineering characteristics of cement-based stabilized soil (in Japanese), *Takenaka Technical Research Report* 19, 144-165.

Kayser, J. und Schulz, T. (1999): Spannungs-Verformungs-Verhalten erhärteter Bentonit-Zement-Suspensionen, *Bautechnik* 76(9), 747-756.

KemI (2002): HA oils in automotive, Rapport 3/03, Swedish National Chemicals Inspectorate, Stockholm.

Kézdi, Á. (1973): *Stabilisierte Erdstraßen*, Verlag für Bauwesen, Berlin.

Kézdi, Á. (1979): *Stabilized Earth Roads*, Developments in Geotechnical Engineering 19, Elsevier Scientific Publishing Co, New York, N.Y.

Kikuchil, K., Igari, T., Mito, Y., Utsuki, S. (1997). In situ Experimental studies on Improvement of Rock Masses by Grouting Treatment. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 34(3-4), Paper No. 138.

Kitsugi, K. and Azakami, H. (1982): Lime-column techniques for the improvement of clay ground, *Proc. Symp. Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, Bangkok, 105-115.

Kuno, G., Kutara, K., Miki, H. (1989): Chemical stabilization of soft soils containing humic acid, *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Rio de Janeiro, Vol. 2, 1381-1384.

Lagioia, R. and Nova, R. (1995): An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression, *Géotechnique* 45(4), 633-648.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979): *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New-York, N.Y.

Langhagen, K., Weiß, J., Lang, T. (2014): Ertüchtigung des Sylvensteinspeichers – Planung und Bau von Dichtwand und Sickerwassersammelsystem, *Bautechnik* 91(5), 347-353.

Lee, J.H., Salgado, R., Bernal, A., Lovell, C.W. (1999): Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill, *J. Geotech. Geoenviron.* 125(2). 132-141.

Lee, F.H., Lee, Y., Chew, S.F., Yong, K.Y. (2005): Strength and modulus of marine clay-cement mixes, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 131(2), 178-186.

Lerner, A., Naugle, A., LaForest, J., Loomis, W. (1993): Study of waste tire leachability in potential disposal and usage environments. Amended Volume 1, Department of Environmental Engineering & Sciences, University of Florida.

Little, D.N. and Petry, T.M. (1992): Recent developments in sulfate-induced heave in treated expansive clays, *Proc. 2nd Interagency Symposium on Stabilization of Soils and Other Materials*, Metairie, Louisiana, 1.5-1.18.

Liaki, C., Rogers, C.D.F., Boardman, D.I. (2010): Physico-chemical effects on clay due to electromigration using stainless steel electrodes, *J. Appl. Electrochem.* 40(6), 1225-1237.

Liangming, H., Gao, D., Li, Y., Song, S. (2012): Analysis of the influence of long curing age on the compressive strength of plastic concrete, *Advanced Materials Research* 382, 200-203.

Lisi, R.D., Park, J.K., Stier, J.C. (2004): Mitigating nutrient leaching with a sub-surface drainage layer of granulated tires, *Waste Management*, 24(8), 831-839.

Liu, H.S., Mead, J.L., Stacer, R.G. (1998): Environmental impacts of recycled rubber in light fill applications: summary & evaluation of existing literature, Chelsea Center for Recycling and Economic Development, TR No 2, University of Massachusetts Lowell.

Löffler, M. (1998): Modifizierung von Altgummimehl durch mikrobielle Oberflächenentschwefelung – Ein Beitrag zum stofflichen Recycling von Altgummi, Dissertation, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg.

Mahboubi, A. and Ajorloo, A. (2005): Experimental study of the mechanical behavior of plastic concrete in triaxial compression, *Cement Concrete Res.* 35(2), 412-419.

Manion, W.P. and Humphrey D.N. (1992): Use of tire chips as lightweight and conventional embankment Fill Phase I – Laboratory, Report No. FHWA-ME-91-1, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Marasteanu, M.O., Hozalski, R., Clyne, T.R., Velasquez, R. (2005): Preliminary laboratory investigation of enzyme solutions as a soil stabilizer, Minnesota Department of Transportation, Report MN/RC – 2005-25, Research Services Section. St. Paul, Minnesota.

Masad, E., Taha, R., Ho, C., Papagiannakis, T. (1996): Engineering properties of tire/soil mixtures as a lightweight fill material, *Geotech. Test. J.* 19(3), 297-304.

Mgangira, M.B. and Ndibewu, P. (2010): Identification of microscale characteristics of treated subgrade materials and how they relate to macroscopic properties, *Proc. 29th Southern African Transport Conference*, Pretoria, 499-509.

Mirghasemi, A.A., Pakzad, M., Shadravan, B. (2005): The World's largest cutoff wall at Karkheh dam, *Int. J. on Hydropower & Dams* 12(2), 90-94.

Mitchell, J.K. (1976): *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, New York, N.Y.

Mitchell, J.K. (1986): Practical problems from surprising soil behavior, *J. Geotech. Eng.* 112(3), 259–289.

Moffat, A.I.B. and Uzomaka, O.J. (1970): A soil mechanics analogy applied to the study of plastic concrete, *Civil Engineering and Public Works Review* 65(766), 535-538.

Moormann, Ch. und Knopp, J. (2015): Kenngrößen zur Risikoabschätzung des Ettringittreibens von sulfathaltigen Böden in Verbindung mit Bodenbehandlungen, *Fachtagung der Gütegemeinschaft Bodenverbesserung und Bodenverfestigung (GBB)*, Kassel.

Naagesh, S. and Gangadhara, S. (2010): Swelling properties of bio-enzyme treated expansive soil, *Int. J. Eng. Studies* 2(2), 155–159.

Naeini, S.A. and Ghorbanalizadeh, M. (2010): Effect of wet and dry conditions on strength of silty sand soils stabilized with epoxy resin polymer, *J. Appl. Sci.* 10(22), 2839-2846.

Nicholson, P.G. (2015): *Soil Improvement and Ground Modification Methods*, Butterworth-Heinemann, Boston.

Nishida, K. and Miura, N. (1996): Study of the mixing energy on the deep mixing improvement of sensitive clay by DJM (in Japanese), *J. Construct. Manage. Eng.* VI-27(516), 165-172.

Nonveiller E. (1989): *Grouting, Theory and Practice*, Developments in Geotechnical Engineering 57, Elsevier, Amsterdam.

Ohama, Y. (1995): *Handbook of Polymer Modified Concrete and Mortars. Properties and Process Technology*, Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey.

Oikonomou, N. and Mavridou, S. (2009): The use of waste tyre rubber in civil engineering works, in J.M. Khatib (Ed.) *Sustainability of Construction Materials*, 213-238, Woodhead Publishing Ltd., Oxford.

Ormsby, W.C. and Bolz, L.H. (1966): Microtexture and composition of reaction products in the system kaolin-lime-water, *J. Am. Ceram. Soc.* 49(7), 364-366.

O'Shaughnessy, V. and Garga, V.K. (2000): Tire-reinforced earthfill. Part 3: Environmental assessment, *Can. Geotech. J.* 37(1), 117-131.

Ou, C.Y., Chien, S.C., Wang, Y.G. (2009): On the enhancement of electroosmotic soil improvement by the injection of saline solutions, *Appl. Clay Sci.* 44(1), 130-136.

Österreichische Bautechnik Vereinigung ÖBV (2009): Merkblatt Weiche Betone – Inklusive ergänzender Klarstellungen, Wien.

Özkul, Z.H. and Baykal, G. (2007): Shear behavior of compacted rubber fiber-clay composite in drained and undrained loading, *J. Geotech. Geoenviron.* 133(7), 767-781.

Park, J.K., Kim, J.Y, Edil, T.B. (1996): Mitigation of organic compound movement in landfills by shredded tires, *Water Enviro. Res.* 68(1), 4-10.

Park J., Vipulanandan C., Kim J.W., Myoung Hak, O. (2006): Effects of surfactants and electrolyte solutions on the properties of soil, *Environ. Geol.* 49(7), 977-989.

Parsons R.L., Milburn J.P. (2003): Engineering behavior of stabilized soils, *Transport. Res. Rec.* 1837, Transp. Res. Board, 20-29, Washington DC.

Paul, A. (1986): Empfehlung Nr. 11 des Arbeitskreises 19 –Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. Quellversuche an Gesteinsproben, *Bautechnik* 63(3), 100-104.

Payne, G.H. (1966): The effect of epoxy resins on the durability and unconfined compressive strength of an A-1B Soil, Master Thesis, Missouri University of Science and Technology.

Peng H.T, Su, H.T., Zhang, X.P., Wang, J. (2011): An experimental comparison of compressive strengths of soils stabilized with enzyme and ground quicklime, *Adv. Mat. Res.* 280, 9-12.

Perret, S., Khayat, K.H., Ballivy, G. (2000): The effect of degree of saturation of sand on groutability - experimental simulation, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improv.* 4(1), 13-22.

Pham H.Q. and Marks, M.J. (2005): *Epoxy Resins* in *Ullmann's Encyclopedia of Industrial Chemistry*, John Wiley & Sons, Weinheim.

Pisheh, Y.P. and Hosseini, S.M.M.M. (2012): Stress-strain behavior of Plastic Concrete using monotonic triaxial compression tests, *J. Cent. South Univ. Technol.* 19, 1125-1131.

Pittino, G. and Gimpel, M. (2011): Indirekte Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit – Teil 1, Brazilian-Test nach ISRM versus ÖNORM, *BHM Berg- und Hüttenmännische Monatshefte* 156(2), 476-481.

Praetorius, S. und Schöber, B. (2015): *Bentonithandbuch: Ringspaltschmierung für den Rohrvortrieb*, Ernst & Sohn, Berlin.

Priyadarshee, A., Gupta, D., Kumar, V., Sharma, V. (2015): Comparative study on performance of tire crumbles with fly ash and kaolin clay. *Int. J. Geosynth. Ground Eng.* (2015) 1:38.

Public Works Research Center (1999): Technical Manual on Deep Mixing Method for On-land Works (in Japanese).

Rajoria, V., Kaur, S. (2014): A review on stabilization of soil using bio-enzyme, *Int. J. Res. Eng. Technol.* 3(1), 75-78.

Rauch, A.F., Harmon, J.S., Katz, L.E., Liljestrang, H.M. (2002): Measured effects of liquid soil stabilizers on engineering properties of clay, *Transport. Res. Rec.* 1787(1), Transp. Res. Board, 33-41, Washington DC.

Rauch, A.F., Katz, L.E., Liljestrang, H.M. (2003): An analysis of the mechanisms and efficacy of three liquid chemical soil stabilizers, Research Report 1993-1, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin.

Rawlings, C.G., Hellowell, E.E., Kilkenny, W.M (2000): *Grouting for Ground Engineering*, CIRIA Report C514, Construction Industry Research & Information Association, London.

Reschner, K. (2012): *Recycling von Altreifen und anderen Elastomeren*, <http://www.entire-engineering.de/Altreifenrecycling.pdf>.

Roussel, N. (2012): *Understanding the Rheology of Concrete*, Woodhead Publishing, Cambridge, U.K.

Saini, V. and Vaishnava, P. (2015): Soil stabilization by using Terrazyme, *Int. J. Adv. Eng. Technol.* 8(4), 566-573.

Schade, H.-W. (2006): Untersuchungen zum Reaktionsverhalten von Mischbindemitteln zur Bodenbehandlung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 939, Bonn.

Schmidt, M., Krelaus, R., Teichmann, T., Leutbecher, T., Fehling, E. (2007): ·Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben, *Beton- und Stahlbetonbau* 102(10), 681-690.

Schmitz, R.M., Schreoder, C., Charlier, R. (2004): Chemo-mechanical interactions in clay: a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits, *Appl. Clay Sci.* 26(1–4), 351–358.

Scholen, D.E. (1995): Stabilizer mechanisms in nonstandard stabilizers, *Proc. 6th Int. Conf. on Low-Volume Roads*, Minneapolis, Vol 2, 252–260.

Scholen, D.E. (1992): Non-standard Stabilizers, US Department of Transportation Report FHWA-FLP-92-011, Federal Highway Administration, Washington, DC

Schößer, B., Thewes, M., Budach, C., Zenner, B. (2012): Der Einfluss von Misch- und Quellzeiten auf die rheologischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen. *BI Umweltbau* 2(12), 39-42.

Schreber, M. (2011): Bauen von bindemittelstabilisierten Erdkörpern für Hochgeschwindigkeitstrassen der Deutschen Bahn in Gebieten mit gipshaltigen Böden, Diplomarbeit, HTWK Leipzig.

Seed, H.C., Chan, C.K., Lee, C.E. (1962): Resilient characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. *Proc. Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements*, University of Michigan.

Selwitz, C. (1992): Epoxy Resins in Stone Conservation, Research in Conservation 7, Marina del Rey, California.

Shao, J. and Zarling, J.P. (1995): Thermal conductivity of recycled tire rubber to be used as insulating fill beneath roadways, Alaska Department of Transportation and Public Facilities, Report No. INE/TRC 94.12 SPR-UAF-93-09A, University of Alaska Fairbanks.

Shen, S.L., Han, J., Miura, N. (2004): Laboratory evaluation of mixing energy consumption and its influence on soil-cement strength, *Transport. Res. Rec.* 1868(1), Transp. Res. Board, 23-30, Washington DC.

Sherwood, F.T. (1957): The stabilization with cement of weathered and sulphate-bearing clays, *Géotechnique* 7(4), 179-191.

Siddique R. and Naik, R.T. (2004): Properties of concrete containing scrap-tire rubber – an overview, *Waste Manage.* 24(6), 563-569.

Simpson, W.C., Griffin, R.L., Sommer, H.J., Miles, T.K. (1960): Design and construction of epoxy asphalt concrete pavements, *Highway Research Board Bulletin* 270, 47-60

Smitha, A. and Twinkle, V. (2016): Effect of Resin on the Strength Characteristics of Thonnakkal Clay, *Int. J. Eng. Res. Application* 6(7), 31-33.

Stark, J. und Wicht, B. (2001): *Dauerhaftigkeit von Beton*, Birkhäuser, Basel.

Strenk, P.M., Wartman, J., Grubb, D.G., Humphrey, D.N. (2004): Variability and scale dependency of recycled rubber tire materials, in A.H. Aydilek, J. Wartman (Eds.), *Recycled Materials in Geotechnics*, ASCE Geotechnical Special Publication No 127, 105-122, Reston, Virginia.

Striegler, W. und Werner, D. (1969): *Dammbau in Theorie und Praxis*, Springer, Wien.

Shaka, P.M. and Shaka, S.M. (2016): Laboratory investigation on black cotton soils and red soil stabilized using enzyme, *Int. Res. J. Eng. Technol.* 3(6), 325-330.

Tamaro, G.J. (1988): Plastic Concrete Cutoff Walls, *Proc. of REMR Workshop on New Remedial Seepage Control Methods for Embankment-Dams and Soil Foundations*, Vicksburg, Mississippi, 131-146

Tatliso, N., Benson, C., Edil, T. (1997): Effect of fines on mechanical properties of soil-tyre chip mixtures, in M.A. Wasemiller, K.B. Hoddinott

(Eds.) *Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials*, ASTM STP 1275, 93-108, West Conshohocken, Pennsylvania.

Terashi, M. (2003): The State of practice in deep mixing methods, in L.F. Johnsen, D.A. Bruce and M.J. Byle (Eds.), *Grouting and Ground Treatment*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 25–49, Reston, Virginia.

Thuro, K. (1993): Der Pulver-Quellversuch - ein neuer Quellhebungsversuch, *Geotechnik* 16(3), 101-106.

Tingle J.S., Santoni R.L. (2003): Stabilization of clay soils with nontraditional additives, *Transport. Res. Rec.* 1819(2), Transp. Res. Board, 72-84, Washington DC.

Tingle, J.S., Newman, J.K., Larson, S.L., Weiss, C.A., Rushing, J.F. (2007): Stabilization mechanisms of nontraditional additives, *Transport. Res. Rec.* 1989, Transp. Res. Board, 59-67, Washington DC.

Towhata, I. (2008): *Geotechnical Earthquake Engineering*, Springer, Berlin.

Triantafyllidis, T. (2003): *Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau: Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik*, Ernst & Sohn, Berlin.

Trouzine, H., Bekhiti, M., Asroun, A. (2012): Effects of scrap tyre rubber fibre on swelling behaviour of two clayey soils in Algeria, *Geosynt. Int.* 19(2), 124-132.

Tsirambides A. (2004): Genesis and physical characteristics of the Neogene red beds from the cedar hills of Thessaloniki, Macedonia, Greece, *Bull. Geol. Soc. Greece* 36(2), 708-716.

Türk, O. (2014): *Stoffliche Nutzung nachwachsender Rohstoffe – Grundlagen - Werkstoffe - Anwendungen*, Springer Fachmedien, Wiesbaden.

Tweedie, J.J., Humphrey, D.N., Sanford, T.C. (1998): Tire-shreds as lightweight retaining wall backfill: active conditions, *J. Geotech. Geoenviron.* 124(11), 1061-1070.

Uzomaka, O.J. (1969): Some Fundamental Engineering Properties of Plastic Concrete, PhD Thesis, University of Newcastle upon Tyne.

Vásárhelyi, B. (2003): Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in case of dry and saturated conditions, *Bull. Eng. Geol. Env.* 62(3), 245-249.

Vásárhelyi, B. (2005): Statistical analysis of the influence of water content on the strength of the miocene limestone, *Rock Mech. Rock Eng.* 38(1), 69-76.

Vásárhelyi, B. and Ván, P. (2006): Influence of water content on the strength of rock, *Eng. Geol.* 84(1-2), 70-74.

Velasquez, R.A., Marasteanu, M.O., Holzalski, R.M. (2006): Investigation of the effectiveness and mechanisms of enzyme products for subgrade stabilization, *Int. J. Pavement Eng.* 7(3), 213-220.

Venkatasubramanian, C. and Dhinakaran, G. (2011): Effect of bio-enzymatic soil stabilisation on unconfined compressive strength and california bearing ratio, *J. Eng. Appl. Sci.* 6(5), 295-298.

Vik E.A., Sverdrup, L., Kelley, A., Storhaug, R., Beitnes, A., Boge, K., Crepsstad, G.K., Tveiten, V. (2000): Experiences from Environmental Risk Management of Chemical Grouting Agents used during Construction of the Romeriksporten Tunnel, *Tunneling and Underground Space Technology* 15(4), 369-378.

Visser A.T. (2007): Procedure for evaluating stabilization of road materials with nontraditional stabilizers, *Transport. Res. Rec. 1989*, Transp. Res. Board, 21-26, Washington DC.

Vogel, R. (2005): Ein Stabilitätskriterium für Selbstverdichtenden Beton, *Betonwerk+Fertigteile-Technik BFT* 12, 42-49.

Vukanti, R., Crissman, M., Leff, L.G., Leff, A.A. (2009): Bacterial communities of tyre monofill sites: growth on tyre shreds and leachate, *J. Appl. Microbiol.* 106(6), 1957-1966.

Wagner, R. (2011): Inverser Säulenversuch zur Beurteilung der Auswirkungen von Bodeninjektionsmitteln auf Boden und Grundwasser: Laborvergleichsuntersuchung und ökotoxikologische Bewertung am Beispiel von Polyacrylaten/Acrylatgelinektionen. Dissertation, Freie Universität Berlin.

Webster, R.P. and Kukacka, L.E (1987): In situ repair of deteriorated concrete in hydraulic structures: Feasibility study, US Army Corps of Engineers, Technical Report REMR-CS-6, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Webster, R.P. and Kukacka, L.E (1988): In situ repair of deteriorated concrete in hydraulic structures: Laboratory study, US Army Corps of Engineers, Technical Report REMR-CS-11, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Webster, R.P, Kukacka, L.E, Elling, D. (1989): In situ repair of deteriorated concrete in hydraulic structures: A field study, US Army Corps of Engineers, Technical Report REMR-CS-21, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Wehinger, A., Friedrich, T. Lux, J.-P. (2010). ALTBERGBAU Altbergbausicherung in Mayen (Voreifel) - Einsatz von Epoxidharz zur flächigen Verklebung, *Glückauf: die Fachzeitschrift für Rohstoff, Bergbau und Energie* 146(10), 500-506.

Westerberg, B. and Mácsik, J. (2000): Laboratorieprovning av gummiklipps miljögeotekniska egenskaper (in Swedish), Technical Report 2001:02, Luleå University of Technology.

Widmann, R. (1996): International Society for Rock Mechanics - Commission on Rock Grouting, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 33(8), 803-847.

Winter, M.G., Watts, G.R.A., Johnson, P.E. (2006): Tyre bales in construction, TRL Published Project Report PPR080, TRL, Crowthorn.

Witt, K.J. (2005): Bodenstabilisierung mit Bindemitteln, *Geotechnik Seminar Weimar 2002, Schriftenreihe Geotechnik 7*, Weimar, 1-12.

Witt, K.J. (2012): Wirkmechanismen und Effekte bei der Bodenstabilisierung mit Bindemitteln, 8. *Erdbaufachtagung*, Leipzig, 181-194.

Wu, W.Y., Benda, C.C., Cauley, R.E. (1997): Triaxial determination of shear strength of tire chips, *J. Geotech. Geoenviron.* 123(5), 479-482.

Xanthakos, P.P., Abramson, L.W., Bruce, D.A. (1994): *Ground Control and Improvement*, John Wiley & Sons, New York, N.Y.

Xing, H., Yang, X., Dang, Y., Yaol, X., Zhou, J. (2014): Experimental study of epoxy resin repairing of cracks in fractured rocks, *Polym. & Polym. Compos.* 22(5), 459-466.

Yang, S., Lohnes, R.A., Kjartanson, B.H. (2002): Mechanical properties of shredded tires, *Geotech. Test. J.* 25(1), 44-52.

Yijiang, Z., Lijun, H., Tao, Q., Shengqi, Y. (2014): Mechanical properties and failure characteristics of fractured sandstone with grouting and anchorage, *Int. J. Min. Sci Technol.* 24(2), 165-170.

Zelibor, J.L. (1991): The RMA TCLP Assessment Project: Radian Report: Leachate from tire samples, *Education Seminar on Scrap Tire Management, Scrap Tire Management Council*, 381-391, Washington, DC.

Zhang, P., Guan, Q., Li, Q. (2013): Mechanical properties of plastic Concrete containing bentonite. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 5(4), 1317-1322.

Zornberg, J.G., Christopher, B.R., LaRocque, C.J. (2004a): Applications of tire bales in transportation projects, in A.H. Aydilek, J. Wartman (Eds.), *Recycled Materials in Geotechnics*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 127, 42-60, Reston, Virginia.

Zornberg, J.G., Cabral, A.R., Viratjandr, C. (2004b): Behaviour of tire shred-sand mixtures, *Can. Geotech. J.* 41(2), 227-241.

Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner

- Nr. 1 Johannes Vogt (1992)
Tragverhalten von Schlitzwandelementen
- Nr. 2 Frank Rogmann (1992)
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf
Hohlraumstandsicherheiten
- Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel
- Nr. 4 Egbert Adam (2001)
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und
sedimentärer Gesteine
- Nr. 5 Andreas Becker (2002)
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte
Sande
- Nr. 6 Katja Abel (2002)
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter
Deponiebasisabdichtungen
- Nr. 7 Tao Li (2002)
Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer
Beanspruchung
- Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)
Foundation pits in saturated highly expansive soils
- Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut
Meißner und dem 20-jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und
Grundbau an der Technischen Universität Kaiserslautern (2003)

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos

Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)

Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisen in mineralischen Deponieabdichtungen

Nr. 11 Yi Lei Shen (2005)

Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle

Nr. 12 Stefan Jung (2007)

Nichtlinearer horizontaler Bettungsmodulansatz für Trägerbohlwände in mitteldicht gelagertem Sand

Nr. 13 Markus Dobrowolsky (2008)

Quellverhalten teilgesättigter bindiger Böden mit mittlerem Quellpotential

Nr. 14 Viktoria Schwarz (2011)

Mechanisches Verhalten eines teilgesättigten Tons: Experimentelle Untersuchungen, Stoffmodell und Implementierung

Nr. 15 Thomas Becker (2012)

Materialverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens unter zyklischer Belastung

Nr. 16 Dong Chen (2014)

Flachgründungen auf Böden mit tiefenabhängiger Steifigkeit unter vertikaler dynamischer Belastung: Ergebnisse von numerischen Berechnungen im Frequenz- und Zeitbereich

Nr. 17 Andreas Becker (2017)

Untersuchungen zu neuartigen und gängigen Methoden der Baugrundertüchtigung